

UNIVERSITE DE LIEGE  
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUES

CONTRIBUTIONS A LA MODELISATION DES INCENDIES  
ET DE LEURS EFFETS SUR LES BATIMENTS

par

Jean-Marc FRANSSSEN  
Chercheur Qualifié du F.N.R.S.

Thèses annexes

Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'Agrégé de  
l'Enseignement Supérieur

Année académique 19976-1997

# TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

RESUME

SUMMARY

1	INTRODUCTION	1
---	--------------	---

## *PREMIERE PARTIE*

	<i>MODELISATION NUMERIQUE DE STRUCTURES SOUMISES AU FEU</i>	13
--	---	----

2	PRINCIPE DES TRAVAUX VIRTUELS	15
---	-------------------------------	----

2.1	Equilibre statique d'un corps 3D subissant des petits déplacements	15
-----	--	----

2.2	Equilibre statique d'une section plane soumise à de la torsion	17
-----	--	----

2.3	Equilibre statique d'un corps 3D subissant des grands déplacements	18
-----	--	----

3	PROPRIETES THERMO-MECANIKES DES MATERIAUX	27
---	---	----

3.1	Introduction	27
-----	--------------	----

3.2	Propriétés thermiques	28
-----	-----------------------	----

3.2.1	Capacité à emmagasiner la chaleur	28
-------	-----------------------------------	----

3.2.2	Conductivité thermique de l'acier et du béton	32
-------	---	----

3.2.3	Diffusivité thermique	33
-------	-----------------------	----

3.2.4	Effusivité thermique	34
-------	----------------------	----

3.2.5	Propriétés de surface	35
-------	-----------------------	----

3.3	Propriétés mécaniques	37
-----	-----------------------	----

3.3.1	Modèles uniaxiaux	37
-------	-------------------	----

3.3.1.1	Déformation thermique	38
---------	-----------------------	----

3.3.1.2	Traitement du fluage	44
---------	----------------------	----

3.3.1.3	Déformation mécanique de l'acier	47
---------	----------------------------------	----

3.3.1.4	Déformation mécanique du béton	52
---------	--------------------------------	----

3.3.1.5	Cycle charge-décharge	61
3.3.1.6	Utilisation des lois constitutives	64
3.3.2	Modèles multiaxiaux	66
3.3.2.1.	Surface de plasticité	67
3.3.2.2.	Ecrouissage	70
3.3.2.3.	Intégration	72
3.4	Conclusions	74
4	CALCUL DES TEMPERATURES DANS LA STRUCTURE	75
4.1	Introduction	75
4.2	Différences finies	76
4.3	Eléments finis	80
4.3.1	Modélisation des échanges conductifs	80
4.3.2	Modélisation des échanges dans les cavités internes	92
4.4	Couplages entre phénomènes thermiques et statiques	103
4.5	Conclusions	105
5	ELEMENT BARRE DE TREILLIS	107
5.1	Formulation de l'élément pour des problèmes structurels	107
5.2	Validation	113
5.3	Conditions d'utilisation de l'élément	116
6	ELEMENT POUTRE.	117
6.1	Formulation.	118
6.1.1	Champ de déplacement et champ de déformation	120
6.1.2	Discrétisation	124
6.1.3	Intégration	128
6.1.3.1	Intégrale des composantes longitudinales sur la section droite	128
6.1.3.2	Intégrale sur la longueur	130
6.1.3.3	Intégration des composantes tangentielles	133
6.2	Exemples d'application et de validation	135
6.2.1	Comportement dans le plan à température ambiante	135
6.2.1.1	Flexion de poutres en caisson en béton précontraint	135

6.2.1.2	Flambement dans le domaine plastique	137
6.2.2	Comportement dans le plan à température élevée	140
6.2.2.1	Etude d'éléments simples	140
6.2.2.2	Etude d'un portique simple	140
6.2.2.3	Etude d'un cadre à étages multiples	141
6.2.3	Comportement 3D à température ambiante	145
6.2.3.1	Déversement élastique d'une poutre simplement appuyée	145
6.2.3.2	Déversement élastoplastique d'une poutre continue	147
6.2.4	Comportement 3D à température élevée	148
6.2.4.1	Flambement d'une colonne hors de son plan de chargement - 1ère comparaison	148
6.2.4.2	Flambement d'une colonne hors de son plan de chargement - 2ème comparaison	150
6.2.4.3	Sous-structure de Cardington	151
6.3	Conclusions	151
7	ELEMENT COQUE	155
7.1	Introduction	155
7.2	Choix et formulation	156
7.3	Exemples d'application	164
7.3.1	Cas élastique en grands déplacements à 20°C	164
7.3.2	Dalle en béton à 20°C	166
7.3.3	Dalle en béton soumise au feu	168
7.4	Comportement en flexion membranaire	171
7.5	Conclusion	173
8	ELEMENT SOLIDE	175
8.1	Introduction	175
8.2	Elements solides 3D	176
8.3	Elements solides 2D	180
8.4	Conclusion	184
9	CARACTERISTIQUES DU PROGRAMME DE CALCUL	185

## DEUXIEME PARTIE

<i>MODELISATION ANALYTIQUE DE STRUCTURES SOUMISES AU FEU</i>	193
10 CALCUL DES COLONNES EN ACIER	195
10.1 Introduction	195
10.2 Flambement pur	198
10.2.1 Etude numérique	198
10.2.2 Conclusions de l'étude numérique	201
10.2.3 Proposition d'une courbe de flambement	203
10.2.4 Comparaison avec des essais	205
10.3 Colonnes sous charge excentrée	209
10.4 Colonnes dans un environnement comportant 2 zones de température	213
10.5 Conclusions	215
11 CALCUL DES COLONNES EN BETON ARME	217
11.1 Introduction	217
11.2 Campagne expérimentale belge	218
11.3 Paramètres significatifs	222
11.4 Méthode de calcul de type I	223
11.5 Méthode de calcul de type II	228
11.6 Conclusions	234
12 CALCUL DES PORTIQUES SIMPLES EN ACIER	237
12.1 Introduction	237
12.2 Calculs simples suivant l'Eurocode 3	238
12.3 Propositions pour les applications pratiques	244
12.4 Conclusions	249

*TROISIEME PARTIE*  
*MODELISATION DE LOCAUX SOUMIS A L'INCENDIE*

13 EVALUATION DU RISQUE INCENDIE

13.1 Méthode de calcul suisse

13.1.1 Exposé de la méthode

13.1.2 Exemple d'application

13.1.3 Conclusions

13.2 Prise en compte d'un incendie réel

13.3 Conclusion

14 DEVELOPPEMENT DES TEMPERATURES EN CAS D'EMBRASEMENT GENERALISE

14.1 Incendies normalisés

14.2 Modèles à une zone

14.3 Incendies paramétriques

14.4 Méthodes de temps équivalents

14.5 Conclusion

15 DEVELOPPEMENT DES TEMPERATURES EN CAS D'INCENDIE LOCALISE

15.1 Introduction

15.2 Description générale d'un modèle à deux zones

15.3 Flux à travers les ouvertures

15.4 Représentation de l'incendie

15.5 Modèles d'entraînement d'air

15.6 Création de la zone chaude

15.7 Transfert vers les parois

15.8 Effets locaux - modèle de Hasemi

15.8.1 Description du modèle

15.8.2 Vérifications pour des essais en vraie grandeur

15.8.3 Conclusions du paragraphe 15.8

15.9 Exemples d'application des modèles numériques

15.9.1 Exemple d'un parking fermé

15.9.2 Exemple du corridor

## 16 RISQUE INCENDIE CREE PAR LES VEHICULES AUTOMOBILES

### 16.1 Introduction

### 16.2 Parkings à facades ouvertes

#### 16.2.1 Définition

#### 16.2.2 Essais antérieurs à 1990

#### 16.2.3 Essais finlandais (1990)

#### 16.2.4 Utilisation des résultats

#### 16.2.5 Remarques et commentaires

### 16.3 Parkings fermés

#### 16.3.1 Etudes préliminaires

##### 16.3.1.1 Calculs C.F.D.

##### 16.3.1.2 Données statistiques

##### 16.3.1.3 Essais disponibles dans la littérature

#### 16.3.2 Essais du C.T.I.C.M.

#### 16.3.3. Essais du T.N.O.

#### 16.3.4 Courbe d'incendie pour le calcul

#### 16.3.5 Comportement structurel

### 16.4 Conclusions

## 17 CONCLUSIONS GENERALES

## BIBLIOGRAPHIE

## REMERCIEMENTS

Il a vécu le mythe du professeur Nimbus travaillant seul au milieu de ses éprouvettes à la recherche du remède miracle. Les travaux décrits dans cette thèse ont été réalisés au sein d'une équipe universitaire, celle du Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Des collaborations fructueuses avec des personnes de services voisins comme avec des scientifiques de pays lointains ont également joué un rôle essentiel dans le succès de plusieurs recherches mentionnées dans la thèse. La rédaction du texte et la réalisation matérielle de l'ouvrage, enfin, n'auraient peut-être jamais abouti sans l'aide reçue de divers côtés.

Certaines de ces interventions et collaborations ont eu lieu dans le cadre de relations professionnelles normales, mais beaucoup sont allés au-delà.

Ecrire un mot de remerciement et citer des noms, c'est commencer à trier et à classer les mérites, les amitiés.

Puissent tous ceux à qui je pense se reconnaître ici et trouver l'expression de ma plus sincère gratitude.



## SUMMARY

Besides the introductory and concluding chapters, the body of this thesis is in three parts.

*The first part addresses numerical simulation of structural fire behaviour.*

As a foundation to this part, Chapter 2 outlines several expressions of the principle of virtual work. This is followed by the important Chapter 3 on the thermo-mechanical properties of steel and concrete with particular emphasis on both Eurocode recommendations and original research results on the mechanical behavior of concrete. Chapter 4 treats the 2D and 3D calculations of structural temperatures, with consideration given to heat transfer by conduction within structural elements or by radiation across cavities. The following four chapters (5-8) each cover a particular type of finite element. Chapter 5 describes the 3D truss element ; Chapter 6 the 3D stiffener beam element with definition of the cross section by a fiber model, including numerous validation and application examples. Chapter 7 is dedicated to the triangular shell element intended for use, in some applications, with the beam element. Chapter 8, titled for the solid element, essentially is a discussion on the reasons behind this element's prior lack of use in fire modelling and why this situation is likely to persist in the coming years. Chapter 9 concludes the first part with a discussion on several aspects, capabilities and limitations of the numerical program within which models described in the individual chapters have been embedded.

*The second part is dedicated to simple calculation methods appropriate for a design office.*

Chapter 10 treats an important international research program which, on the dual basis of intensive numerical simulations and some original experimental results, has led to the establishment of a model for the instability of columns fabricated from hot-rolled steel H-sections. Chapter 11 describes two methods developed at Liege for the calculation of fire resistance times for reinforced concrete columns ; the first being empirical and the second based on equilibrium equations. As for the prior chapter, the models are based on numerous experimental data available in the literature and expanded by new, original tests results. Chapter 12 addresses the calculation of simple steel portal frames in which the calculation model of Eurocode 3, proceeding element by element, is discussed. Some of this model's limitations and imperfections are highlighted with indications given as to their mitigation, although further refinement is needed for solutions that are emerging.

*The third part is dedicated to some aspects of fire safety engineering.*

Chapter 13 opens with a global method developed in Switzerland for fire risk evaluation, with an application example being the Civil Engineering Building at the University of Liege. The second part of this chapter is dedicated to the presentation of some general considerations on fire safety engineering, with particular emphasis on natural fires as contrasted with nominal time-temperature curves. The following two chapters (14-15) cover the modelling of thermal environments in fire rooms. Chapter 14 addresses the hypothesis of uniform temperature distribution ; Chapter 15 the hypothesis of two-layer stratification. Chapter 16 treats the severity of fire developed by automobiles in a parking structure.

*In addition, the thesis includes three fire-related Appendices dedicated to :*

- the evaluation of shear resistance of prestressed concrete beams;
- the effect of columns failure on the stability of an entire structure;
- the residual stresses in hot-rolled steel structural sections.

# Chapitre 1

## INTRODUCTION

Depuis des temps immémoriaux, le feu, ce dégagement simultané de chaleur, de lumière et de flamme, a été pour l'espèce humaine un allié des plus précieux.

C'est le rire, dit-on, qui est le propre de l'homme. Effectivement, le rire n'appartient qu'à lui et on peut imaginer qu'une certaine dose d'humour ait pu aider nos lointains ancêtres à supporter la condition qui était la leur à l'aube de la civilisation. Qui pourra jamais savoir ?

Ce dont on peut être certain, c'est que, pour éloigner les bêtes féroces avec lesquelles l'homme était en concurrence, le rire n'a pas dû se révéler d'un grand secours. La maîtrise du feu, par contre, dont l'homo sapiens avait l'apanage, a probablement joué un rôle important dans la survie de ce mammifère de l'ordre des primates. Car l'animal craint le feu et, par transivité, il a appris à craindre l'homme.

La lumière de la flamme a permis à l'homme d'éclairer sa nuit et de déchirer l'obscurité des cavernes dans lesquelles il a trouvé refuge, s'abritant des intempéries et des prédateurs. La chaleur du foyer a certainement contribué également à rendre supportable les conditions climatiques difficiles prévalant dans certaines régions. C'est encore par la chaleur du feu que l'homme a pu cuire ses aliments.

L'étincelle la plus importante pour le développement de l'humanité a peut-être eu lieu le jour où un chasseur plus déluré que les autres a remarqué que la pointe d'un épieu noircie à la flamme en devenait plus résistante. Par la suite, la maîtrise du feu, sous des formes de plus en plus élaborées, a servi de base à toute une série de découvertes incessantes parmi les plus importantes desquelles on retrouve la poterie et la métallurgie. C'est cette longue et continuelle progression technologique qui a conféré ce statut tout-à-fait exceptionnel sur la planète à celui qui n'était, au commencement, qu'un animal un peu doué. On peut considérer la maîtrise du feu comme le point de départ essentiel de toute l'évolution technique ultérieure qui nous permet à nous, les hommes, de bénéficier aujourd'hui de la bombe à neutrons, de l'horloge parlante et du téléphone portable sans lesquels notre vie ne serait pas ce qu'elle est.

Le feu, cependant, est un des quatre éléments de base et, pas plus que l'air, l'eau ou la terre, il ne se laisse domestiquer totalement. Il n'y a jamais loin de la braise à l'incendie, ce grand feu qui se propage et fait des ravages.

L'incendie de forêt ou de savane est la première forme qui ait constitué un danger pour l'homme. A notre époque, l'incendie de forêt est encore un risque majeur dans certaines régions. Les enjeux économiques sont énormes pour certains pays aux grandes étendues peu peuplées car les surfaces dévastées s'étendent parfois à perte de vue. Il est pratiquement impossible de prévenir ce type de risque. En période critique, par grande sécheresse, la détection rapide constitue la seule chance de pouvoir gagner la bataille qui s'engage à chaque départ. Or, les systèmes de surveillance efficaces sont très coûteux. Les coupe-feu, toujours trop étroits, trop peu nombreux et insuffisamment entretenus, ralentissent plus souvent qu'ils n'arrêtent la propagation. La lutte contre l'incendie de forêt est une des plus difficiles qui soit et prélève annuellement son lot de vies humaines. Les moyens de lutte sont à l'échelle humaine et, face à un phénomène dont l'échelle est celle de la forêt, ils ne sont guère efficaces que localement, lorsqu'ils sont mis en oeuvre massivement. Dans certaines régions touristiques, la question est posée de savoir si le balai des avions citernes n'a pas un bilan global négatif, par l'effet incitant qu'il pourrait avoir sur certaines personnes avides de spectacle. En Belgique, c'est surtout la région des hautes fagnes qui est épisodiquement sujette aux incendies. Les dommages principaux sont, habituellement, d'ordre écologique, avec un caractère assez passager. La vie a tôt fait de reprendre ses droits.

Dès que la société humaine s'est organisée sous forme urbaine, la menace est apparue d'incendies se propageant à un grand nombre d'habitations et détruisant, dans certains cas, toute la cité. En Europe, les incendies de Rome en 64 et de Londres en 1666 sont parmi ceux qui ont marqué l'histoire. Celui de Moscou a été utilisé dans un dessein militaire et a contribué à entraîner Napoléon dans la retraite de Russie. De nos jours, ce genre de scénario est beaucoup moins à craindre, grâce aux types de matériaux employés dans la construction, à la largeur des artères séparant les pâtés de maison et à l'effet décisif de l'intervention des sapeurs-pompiers qui, dans nos métropoles modernes, peuvent intervenir rapidement et de manière efficace. Il est d'ailleurs de nombreux cas où l'effort principal des diables noirs porte surtout sur la circonscription de l'incendie au bâtiment d'origine. Un des cas les plus récents d'incendie détruisant un grand nombre de bâtiments a eu lieu à Lisbonne en 1988 dans un quartier historique où, justement, les matériaux employés et la largeur des ruelles correspondaient plutôt aux situations caractéristiques du Moyen Age. Le risque majeur d'incendie urbain est aujourd'hui lié aux tremblements de terre, comme l'a montré le grand tremblement de terre de Hanshin qui a ravagé la ville de Kobe au Japon. Dans ce type de situation, on constate que la présence de bâtiments modernes avec leur compartimentage intérieur joue un rôle aussi important que la présence de barrières naturelles, parcs ou larges avenues, dans la limitation des zones incendiées.

L'avènement de l'ère industrielle a généré de nouveaux risques incendies. Le premier est celui des incendies dans les mines. Dans certains cas, des incendies souterrains peuvent durer plusieurs années, mettant évidemment en péril la situation financière de la société exploitante, quand ce n'est pas tout simplement le gisement entier qui s'en va en fumée. Les

incendies de puits pétroliers alimentent depuis plusieurs décennies l'imaginaire populaire, surtout à cause des risques pris par ceux qui manipulent les explosifs pour en venir à bout. La guerre du golfe est encore dans toutes les mémoires, avec ses milliers de barils gaspillés à chaque seconde dans les incendies de puits allumés intentionnellement. La perte de la plateforme de forage Piper Alpha en Mer du Nord est aussi un tribut payé à l'incendie par l'exploitation du pétrole. La perte financière liée à ce seul événement a été d'une telle ampleur que ses effets peuvent se remarquer sur les graphiques montrant les résultats financiers de la Loyds.

Le type d'incendie qui attire naturellement l'intérêt des scientifiques et des chercheurs de la section du Génie Civil est évidemment celui qui peut se développer au sein d'un bâtiment. A l'échelle d'un pays comme la Belgique, des incendies dans les constructions se produisent chaque jour. Il se passe rarement un mois sans que l'un d'entre eux n'atteigne une ampleur suffisante pour attirer l'attention de la presse. Celui qui a le plus marqué notre pays est sans conteste l'incendie de l'Innovation à Bruxelles. Parmi les plus récents, on peut citer celui de l'hôtel Switel à Anvers et celui des abattoirs d'Anderlecht. Dans les pays voisins, la catastrophe de l'aéroport de Düsseldorf et la destruction du siège du Crédit Lyonnais à Paris viennent immédiatement à l'esprit.

Les incendies dans les bâtiments sont ceux qui créent le plus de victimes, par la combinaison de leur fréquence et du fait que les possibilités de fuite peuvent très vite s'évanouir à cause, justement, du développement de l'incendie. Certains incendies importants conduisent parfois au décès de plusieurs dizaines de personnes au cours d'un seul événement, ce qui est inacceptable pour l'opinion publique.

Le coût global de l'incendie pour nos sociétés de type occidental est énorme.

Le coût dû aux pertes en vies humaines est difficile à évaluer, car il existe de très nombreuses méthodes différentes pour chiffrer le prix d'une vie. En se limitant au comptage des victimes, on peut aisément constater qu'il est de loin inférieur à celui des accidents de la route ou du suicide. Des considérations psychologiques rendent cependant la mort au cours d'un incendie plus inacceptable que d'autres, surtout si elle survient dans un établissement public. L'effet impressionnant d'un grand nombre de victimes décédées au cours d'un même événement a déjà été mentionné. On remarque aussi que l'être humain est prêt à accepter un niveau de risque qu'il sait élevé s'il a l'impression de maîtriser ce risque, en s'adonnant à l'alpinisme ou à la moto par exemple. Par contre, le plus petit risque sur lequel il n'a aucune emprise lui est très vite intolérable, comme celui de l'accident d'avion. Le fait que les sapeurs-pompiers soient souvent les premiers à payer de leur vie, eux qui sont amenés à prendre des risques pour protéger le reste de la société, contribue aussi à renforcer la perception d'un tribut élevé payé en vies humaines à l'incendie.

Le coût matériel est, théoriquement, plus facile à apprécier. Il faut évidemment y inclure la valeur de tout ce qui, annuellement, est transformé en fumée ou abîmé par l'eau qui a servi à la lutte contre le feu. Que ces biens soient assurés ou non n'y change rien, car l'assurance n'est qu'une mutualisation de la perte. Les frais de gestion des compagnies, par

contre, doivent être comptés car, si l'incendie n'existait pas, ces ressources pourraient être consacrées à des buts plus utiles. En première approximation, le coût direct lié à l'incendie peut être estimé par la somme des primes perçues par les compagnies d'assurance, diminuée de leur bénéfice avant impôt. Le coût indirect le plus apparent est celui de tous les moyens de protection contre l'incendie. Le salaire et l'équipement des sapeurs-pompiers en fait évidemment partie, mais aussi l'ensemble des cloisons coupe feu, escaliers de secours, système de détection et d'alarme, d'extinction, la mise en oeuvre de matériaux moins réactifs, la protection des structures ou leur surdimensionnement,... Normalement, ces moyens de protection doivent avoir un effet positif sur le coût global de l'incendie. Pour cela, il faut que la diminution des coûts directs soit plus grande que les coûts indirects, c'est-à-dire le prix de la protection. Si on considère la balance globale, il semble bien que ce soit le cas. Il serait en fait très difficile d'évaluer à combien s'élèveraient les coûts directs dans l'hypothèse où plus aucun moyen de protection ne serait mis en oeuvre. De toute façon, cela ne présente aucun intérêt car l'augmentation des victimes qui s'en suivrait rend cette hypothèse irréaliste. Peut-on imaginer de supprimer complètement les corps de pompiers d'une ville comme Bruxelles, ou d'une région comme les Ardennes, sous prétexte qu'une étude aurait démontré leur manque de rentabilité économique ?

Lorsque ces moyens de protection sont pris isolément, il est difficile de juger de leur rentabilité. Comment savoir, par exemple, s'il est vraiment utile d'imposer une résistance au feu de deux heures plutôt que 90 minutes à telle ou telle construction ? Bien sûr, chaque mesure de protection supplémentaire ajoute à la sécurité, mais la société ne dispose pas de ressources illimitées. Ce qui est dépensé pour assurer le compartimentage et les multiples chemins d'évacuation dans un hôpital empêchera peut-être l'acquisition d'un appareillage qui aurait été utile au traitement des patients. Le salaire versé aux pompiers ne peut pas l'être en même temps aux infirmières. Des choix doivent donc être posés et ils devraient l'être en fonction de la rentabilité, disons de l'efficacité, espérée de chaque mesure.

C'est ici qu'interviennent la recherche et les travaux scientifiques menés sur le sujet. La recherche constitue d'ailleurs aussi un coût indirect de l'incendie car les mandats octroyés, par le F.N.R.S. par exemple, pour des travaux sur l'incendie pourraient, autrement, être affectés à d'autres recherches également utiles pour la société. Il ne faut pas compter comme dépense liée à la recherche celle qui est supportée par les entreprises pour le développement de nouveaux produits, car cette part est répercutée sur le prix des produits en question et elle est donc déjà prise en compte. Sans effectuer aucun décompte, on peut estimer que la somme investie annuellement par les pouvoirs publics dans la recherche universitaire liée à l'incendie est, en Belgique, de l'ordre de quelques dizaines de millions. En terme de rentabilité, ces travaux seraient déjà très profitables s'il était seulement possible, par une meilleure connaissance de l'efficacité réelle des différentes mesures de protection, de réduire leur coût de 5 % tout en maintenant le même niveau de sécurité. Une rentabilité du même ordre serait obtenue si, en travaillant à budget constant pour la protection, on augmentait l'efficacité globale des mesures de 5 %, ce qui se traduirait par une réduction des coûts directs.

Or, face au risque posé par l'incendie dans les bâtiments, les autorités ont procédé jusqu'à présent de manière essentiellement empirique. Une série de mesures ponctuelles ont

été prises de manière à assurer des chemins d'évacuation pour les occupants et des voies d'accès pour l'intervention des pompiers. Certaines normes ont été imposées pour assurer l'utilisation de matériaux peu réactifs au feu. Certaines impositions ont été fixées concernant la résistance au feu des structures. Outre le bon sens et l'expérience des professionnels, le moteur qui a mené à la rédaction de nombreux documents a souvent été celui des catastrophes successives survenues dans divers pays. En Belgique, l'incendie de l'Innovation a réellement joué le rôle de détonateur. En France, l'incendie dans le dancing Cinq-Sept a joué le même rôle.

La première limitation de l'ensemble de la réglementation incendie est, particulièrement en Europe, son caractère prescriptif. Une liste des mesures à suivre dans chaque type de bâtiment peut être dressée et on admet que la sécurité vis-à-vis de l'incendie est suffisante si on a suivi toutes ces mesures. Il n'y a pas à se poser de question sur l'intérêt ou l'efficacité réelle de chaque mesure individuelle. Il est pratiquement impossible d'avoir recours à des solutions alternatives dans les cas particuliers où l'adoption des mesures prescrites est impossible, trop onéreuse ou manifestement inutile. Le caractère prescriptif des mesures imposées reflète en réalité le fait que l'objectif n'est jamais clairement défini. S'agit-il de préserver la vie des occupants, de préserver le contenu du bâtiment, ou le bâtiment lui-même ? S'agit-il d'empêcher que l'incendie ne s'étende aux constructions voisines ? Faut-il permettre aux pompiers d'intervenir à l'intérieur en toute sécurité ? L'effondrement du bâtiment après un certain temps est-il admissible, ou sa résistance doit-elle être assurée pendant toute la durée de l'incendie ? Est-il nécessaire que la structure soit réutilisable ou la démolition est-elle acceptable ? Les codes et règlements où les objectifs sont définis, sont appelés *Performance Based Codes*, en opposition aux codes fixant les mesures à prendre, appelés *Prescriptive Codes*.

Le deuxième inconvénient de la réglementation actuelle est que, souvent, les impositions varient fortement d'un endroit à un autre pour des constructions qui sont du même type. En Belgique, une grande part de responsabilité est laissée au pouvoir communal. Le plus souvent, le bourgmestre prend les décisions en cette matière après avoir pris l'avis du commandant de pompier de la brigade desservant sa commune. Or, dans une organisation faisant encore largement appel à des pompiers volontaires, surtout dans les petites communes et les zones rurales, le niveau de formation des commandants est assez variable. On constate ainsi des différences parfois importantes entre la manière dont deux personnes interprètent et appliquent le règlement, ou vont au-delà. Une formation spécialisée est essentielle pour assurer la prévention contre l'incendie et tous ne l'ont pas suivie, mais au moins est-on sûr de trouver en chaque commandant un homme qui a acquis une longue expérience de la lutte contre le feu et qui mettra toute sa volonté à exercer le meilleur jugement possible, ne serait-ce que parce que la vie de ses hommes en dépendra. Il faut cependant avoir le courage de dire que la situation est encore aggravée par le fait que la responsabilité finale est portée par le bourgmestre qui, lui, est tout sauf un professionnel. Il est malheureusement trop de cas où les recommandations de l'homme de terrain restent lettre morte parce que des facteurs politiques sont intervenus. Dans certaines communes, on utilise le plus faible niveau d'exigence possible comme facteur de développement économique. Il n'est pas de délocalisation qu'entre pays. La rédaction des Normes de Base en matière de prévention incendie tente de corriger cette

situation en imposant des niveaux d'exigences minimales qui s'appliquent à un plus grand nombre de situations qu'auparavant.

Au niveau international, rien que dans la Communauté Européenne, on trouve également des différences énormes entre les exigences formulées d'un pays à l'autre pour des bâtiments d'un même type. Il est difficile de croire que des exigences aussi disparates résultent d'une analyse rationnelle et scientifique du risque incendie.

Les travaux réalisés au sein du Service des Ponts et Charpentes et qui ont mené à la rédaction de cette thèse ont eu pour objectif de développer à l'Université de Liège un pôle de compétence capable d'apporter une aide à la société pour mieux évaluer le risque lié à l'incendie dans les bâtiments et à s'en prémunir de manière efficace au meilleur coût. Cette aide à la société s'exprime de multiples manières ; à travers l'enseignement dispensé aux futurs ingénieurs dans ces matières ; envers les entreprises qui ont des problèmes concrets à résoudre ; vers les autorités communales, régionales, nationales ou internationales, grâce au support apporté pour la rédaction des normes et lois sur le sujet ; enfin, par les échanges avec d'autres universités et centres de recherche en vue de participer au progrès des connaissances dans le domaine.

Historiquement, en Europe, le problème de la stabilité de la structure en cas d'incendie a toujours reçu une grande attention, certainement même excessive comme on le verra par la suite, probablement parce qu'on a estimé que le maintien de la stabilité était une condition nécessaire pour que fonctionnent les autres mesures de protection. Point de compartimentage ni d'évacuation possible si la structure s'effondre. En d'autres termes : hors de la résistance, point de salut.

Devant une situation assez compliquée au point de vue théorique, mettant en jeu simultanément des phénomènes thermiques et des propriétés mécaniques qui varient avec la température, la première manière de vérifier la résistance au feu était la voie expérimentale. Pour des raisons de prix et à cause de la taille des fours disponibles, les essais ne pouvaient cependant guère concerner que des éléments isolés, poutre ou poteau. Il a donc bien fallu supposer, ou faire comme si, que le comportement d'ensemble des structures plus complexes serait semblable à celui de leurs éléments les plus faibles. On oublie trop souvent que ces essais avaient pour but essentiel de classer les éléments entre eux et non de déterminer quel serait leur comportement au cours d'un incendie réel. Pour tester les éléments dans les mêmes conditions dans chaque laboratoire, on a eu recours à une courbe de température conventionnelle, souvent appelée "courbe ISO". On a souvent prétendu que cette courbe représentait une courbe enveloppe de mesures relevées lors d'incendies réels. Il n'en est rien. C'est tout simplement celle du régime thermique qui s'est établi naturellement dans le premier four d'essai construit à Columbia University au début du siècle lorsqu'on a pour la première fois mis le feu aux billes de chemin de fer placées à l'intérieur pour fournir l'énergie.

Le coût de ces essais et les délais nécessaires rendaient impensable de tester chaque type d'élément de construction dans toutes les configurations imaginables de section droite, de chargement, de propriété mécanique des matériaux ou de protection thermique appliquée. Le besoin s'est rapidement fait sentir de développer des outils de calculs permettant d'interpoler entre différentes variables pour obtenir ce qu'aurait pu être le résultat d'un essai pour une autre combinaison des variables. De telles méthodes existent et peuvent fournir une aide précieuse



dans certains cas. En plus de leur caractère totalement empirique, beaucoup d'entre elles souffrent d'avoir été fondées sur une base expérimentale très insuffisante. Le nombre d'essais réalisés est parfois, dans certains d'entre elles, à peine suffisant pour déterminer tous les paramètres empiriques. Cette situation est tout-à-fait inadmissible lorsqu'on l'envisage à la lumière du caractère éminemment variable des résultats d'essais au feu. A titre anecdotique, mais c'est tout de même assez instructif, on peut signaler le cas d'un tableau donnant les dimensions et les enrobages à respecter pour obtenir, en fonction du taux de chargement, la durée de résistance au feu souhaitée de colonnes en béton armé. Pour certaines combinaisons, le tableau donnait une certaine résistance au feu, alors que quelques vérifications simples montraient que la section proposée n'était même pas suffisante pour supporter la charge à température ambiante, sans même faire intervenir de considération liée au flambement. Dans l'étude menée à Liège pour aboutir à une méthode empirique fiable pour le calcul des colonnes en béton soumises au feu, on s'est attaché à prendre en compte la base expérimentale la plus large possible.

Pour aller au-delà de ces méthodes empiriques, il était nécessaire de disposer d'outils basés sur les équations d'équilibre statiques et thermiques. Devant la complexité du problème, la simulation numérique paraissait pouvoir apporter une réponse satisfaisante et c'est ce qui a fait se tourner les producteurs de système de construction vers les universités. Pour comprendre la manière dont s'est développée la recherche dans les premières années d'investigations et de travaux sur le sujet, il faut garder à l'esprit que le but poursuivi à l'époque était de pouvoir reproduire numériquement les mêmes résultats que ceux obtenus dans les essais au feu. Comme, en plus, on était persuadé qu'un élément soumis à l'incendie était quelque chose de vraiment très particulier, on a vu fleurir une multitude de petits programmes spécialisés, capables chacun de résoudre un problème particulier, celui du sponsor principal de la recherche, mais totalement inapplicables à quoi que ce soit d'autre. Il s'est même trouvé des cas où le même auteur écrivait deux programmes différents, l'un pour des colonnes rondes, l'autre pour des colonnes carrées. Le programme que nous avons écrit à l'époque de notre thèse de doctorat permettait l'analyse des ossatures planes. Basé sur une discrétisation de la section droite en fibres rectangulaires, il permettait l'étude de nombreux types de section différents comprenant de l'acier et/ou du béton. Comme, de plus, ce programme permettait de calculer aussi bien le champ des températures que l'état d'équilibre, il avait à ce moment un caractère beaucoup plus général que ce qui avait été proposé précédemment. Il est significatif de constater que, quelque dix ans plus tard, sans avoir subi de grandes modifications, il apporte encore des services appréciables et, dans son domaine d'application, sert toujours de référence et de point de comparaison pour la validation de programmes du même type développés par ailleurs.

Le développement de nombreux programmes numériques différents, chacun très spécialisé, constituait en quelque sorte un gaspillage d'énergie, mais ce qui a constitué le plus grand frein à l'utilisation vraiment efficace de ces outils numériques était la multitude des modèles constitutifs employés. Chaque auteur avait le sien, qu'il avait mis au point, auquel il accordait grande valeur, mais qu'il était seul à utiliser. De ce fait, toute comparaison entre différents systèmes constructifs, toute vérification de résultats publiés étaient illusoire car il n'était jamais possible de savoir quelle pouvait être la raison des différences généralement observées entre les résultats de différents auteurs. Cette situation n'était guère de nature à

inspirer confiance et ces calculs numériques ne quittèrent guère le cercle des centres de recherche avant la fin des années 80.

Une étape essentielle fut la présentation des premières versions des Eurocodes relatifs à l'incendie, à Luxembourg, en 1990. Par la constitution de groupes de rédaction composés d'un nombre limité d'experts internationalement reconnus, il a été possible d'arriver dans un délai assez court à la rédaction de ces documents de base dans lesquels étaient formulées les règles essentielles qui devraient être observées pour le calcul de la résistance au feu des structures. Sans avoir fait partie d'aucun des comités de rédaction, nous pensons pouvoir revendiquer le fait que nos travaux ont eu une influence directe sur de nombreux aspects de ces documents, notamment par l'action de J-C. Dotreppe du Service Ponts et Charpentes, membre du comité de rédaction de l'Eurocode consacré aux structures en béton, et par celle de J-B. Schleich de la société Arbed, membre du comité de rédaction de l'Eurocode consacré aux structures mixtes acier-béton.

Un des apports essentiels de ces documents est d'avoir réglé, d'une certaine manière, le débat quelque peu stérile qui faisait rage sur les propriétés thermiques et mécaniques des matériaux de construction soumis à des températures élevées.

Une question fondamentale qui peut se poser est de savoir s'il est possible de légiférer sur la nature. Quelles que soit l'autorité et la compétence d'un collègue d'experts, les règles qu'il pourra édicter n'auront jamais aucune influence sur le comportement réel de la matière. L'existence de ces règles, toujours un peu arbitraires, ne va-t-elle pas figer la situation de manière définitive, freiner toute recherche qui pourrait avoir pour but d'approcher la réalité de plus près ? Pour qui a connu la situation prévalant avant la rédaction des Eurocodes, nul doute qu'il s'est agi là d'un progrès incontestable. Pour deux raisons différentes. Tout d'abord, il semble que les différents comités de rédaction, qui ont d'ailleurs travaillé en étroite collaboration à ce propos, aient su trouver un juste compromis entre, d'une part, une concordance suffisante entre les modèles et les résultats expérimentaux disponibles et, d'autre part, un niveau de complexité suffisamment raisonnable pour permettre une utilisation pratique. Atteste de la pertinence des choix posés au départ le fait que, sept ans après la présentation de la première version des Eurocodes, les lois proposées ont été largement adoptées et qu'il n'est pas à l'ordre du jour de les modifier fondamentalement.

Car c'est là un des aspects les plus positifs des Eurocodes, et la deuxième raison du progrès qu'ils ont apporté, leur caractère évolutif. La publication des premières versions a généré un courant d'activité sans précédent dans le domaine. Les règles et recommandations proposées ont été critiquées, vérifiées, modifiées et revues encore. A certaines époques les versions se sont succédé à un rythme qui, par certains aspects, était peut-être un peu trop effréné. La situation n'était donc pas si figée que cela.

Etant donné ce qui vient d'être expliqué, il n'est pas étonnant que le mot "Eurocode" soit l'un de ceux qui reviennent le plus souvent dans le texte de cette thèse. A défaut de s'y intéresser de manière active, le lot d'un chercheur européen travaillant dans le domaine de la résistance au feu des structures aurait été la solitude et l'isolement. L'activité se poursuit toujours et ce sera probablement le cas tant que les Eurocodes n'auront pas reçu le statut de Norme Européenne définitive. Leur statut actuel est celui de Norme Provisoire. La rédaction des documents d'application nationaux est encore devant nous, du moins en Belgique, et va aussi nécessiter une somme importante de travail.

Lorsque nous avons voulu doter le programme de calcul numérique écrit pour les cadres plans de possibilités supplémentaires, il est rapidement apparu que certaines options fondamentales qui se reflétaient dans l'architecture du programme allaient constituer un sérieux frein, voire un obstacle insurmontable. Par exemple, le programme n'avait pas été conçu pour intégrer différents types d'éléments finis, toute la conception était basée sur des noeuds portant tous le même nombre de degrés de liberté, la technique des différences finies utilisée pour les calculs thermiques se prêtait mal à l'étude de géométries complexes,... Il a donc paru qu'il serait plus profitable, à long terme, d'abandonner le développement de ce programme de calcul et d'entreprendre la rédaction d'un tout nouveau code de calcul numérique, ce qui permettrait en outre d'intégrer une part de l'expérience acquise en programmation durant les années précédentes. L'objectif final était de disposer d'un outil permettant l'analyse de structures soumises à l'incendie aussi diverses que possibles.

Le cahier des charges comportait donc deux exigences différentes.

La première était de disposer d'un outil aussi général que possible, de manière à pouvoir l'utiliser par la suite dans toute une série de recherches et d'applications différentes, dont certaines n'étaient peut-être même pas encore imaginées. Pour ce faire, on a conçu l'architecture du programme un peu à l'image de celle d'autres grands programmes commerciaux ou de recherche. Autour d'un noyau central chargé de gérer la progression du temps, c'est-à-dire l'évaluation des forces hors équilibres et de la matrice de rigidité, les critères de convergence, le caractère variable des charges et des déplacements imposés, les entrées et sorties, on a essayé de construire deux magasins, deux bibliothèques, l'une contenant différents types d'éléments finis, l'autre différentes lois de matériaux. Il serait alors possible de "construire" chaque structure à étudier en choisissant et combinant, selon les cas, les éléments et les lois les plus appropriés. La diversité des structures analysables ne dépendrait donc que de la richesse des deux bibliothèques, richesse qu'il serait toujours possible d'accroître au cours du temps, module par module.

La deuxième exigence du cahier des charges paraît évidente dans son principe, elle l'est beaucoup moins dans sa réalisation : c'est d'arriver à un outil permettant l'analyse de structures soumises au feu, c'est-à-dire un outil qui, tout simplement, fonctionne. De nombreux programmes à vocation générale possèdent en effet pratiquement toutes les capacités nécessaires pour analyser séparément des points qui forment chacun une des composantes du problème que représente le comportement au feu des structures soumises à l'incendie. A cause du manque de connexion entre les différentes composantes nécessaires, mais surtout parce que certaines options de départ sont incompatibles avec ce type précis de problème, les programmes à vocation très générale conviennent assez mal et donnent rarement des résultats convaincants, lorsqu'ils donnent des résultats.

La première partie de cette thèse décrit l'essentiel du contenu de ce programme de calcul numérique qui a reçu le nom de SAFIR. Les efforts menés pour la rédaction de ce programme ont eu comme conséquence naturelle le développement d'une compétence, ce qui était aussi un des objectifs majeurs. Peut-être finalement est-ce là que se trouve la vraie raison pour laquelle si peu de résultats valables ont été obtenus à l'aide de programmes à vocation générale. Ces programmes bénéficient d'interfaces graphiques si conviviaux qu'il est toujours possible à un utilisateur d'obtenir un résultat. Si, cependant, cet utilisateur ne possède pas

l'expérience propre au sujet qu'il traite, des erreurs lourdes de conséquence sont toujours possibles, au niveau de l'introduction des données comme au niveau de l'interprétation des résultats. Cette expérience n'est pas courante dans un domaine où les non linéarités géométriques et matérielles se conjuguent à des distributions de température variables dans l'espace et dans le temps. Un des plus sûr moyen d'acquérir cette expérience, même si ce n'est pas le plus rapide, est de procéder à la rédaction de son propre logiciel de calcul.

Avant de terminer la discussion sur les calculs numériques, il faut signaler que le modèle du code de calcul à vocation générale avec ses deux bibliothèques reste un modèle, un exemple à suivre, un but vers lequel il faut tendre, mais que le programme décrit dans cette thèse ne peut en aucune façon prétendre rivaliser en généralité avec ceux qui resteront toujours ses grands frères. On ne doit pas s'en étonner si on juge le résultat obtenu en regard de l'investissement consenti par la société, de l'ordre de trois années de travail.

L'ensemble des efforts consenti au cours des dix dernières années n'a en effet pas porté uniquement sur le calcul numérique des structures. Il est également essentiel de mettre à la disposition des concepteurs et des projeteurs des outils de calcul plus simples, moins exigeants en matériel informatique, mais qui, surtout, peuvent donner des résultats rapidement et être appliqués sans avoir l'expérience de la recherche universitaire. De telles méthodes de calcul sont également proposées dans les Eurocodes. On a déjà signalé précédemment que la plupart des méthodes empiriques, présentées la plupart du temps sous forme de tableau, manquaient de base expérimentale suffisante. En ce qui concerne les méthodes de calculs basées sur des équations simples d'équilibre, force est de constater que nombre d'entre elles ne sont que l'extrapolation directe des méthodes correspondantes établies pour des températures ambiantes, surtout pour les structures en acier. Il était en effet tentant d'utiliser l'hypothèse de température uniforme et d'utiliser telles quelles les méthodes valables à 20°C, en adaptant simplement les valeurs de la limite élastique et du module d'élasticité. Ce faisant, on postule que la loi de comportement reste élastique parfaitement plastique, ce qui n'est pas exact. L'influence de ce type d'approximation n'a pratiquement jamais été étudiée.

La deuxième partie de cette thèse décrit les efforts numériques, théoriques et expérimentaux menés en vue d'aboutir à des règles de calcul de type bureau d'étude qui soient fiables. Les travaux ont porté sur l'instabilité des colonnes en acier laminé, sur le calcul des colonnes en béton armé et sur le dimensionnement des portiques simples en acier. La somme de travail investie dans ces études est également de l'ordre de trois années.

De plus en plus clairement, il apparaît que la résistance au feu de la structure n'est qu'une des composantes multiples qui interviennent dans la sécurité vis-à-vis de l'incendie dans un bâtiment. D'autres aspects, aussi nombreux que variés, jouent un rôle aussi, ou plus important. On peut citer, sans aucun ordre particulier, la nature des matériaux combustibles dans le bâtiment, leur quantité, le caractère plus ou moins ventilé des locaux, la présence éventuelle d'exutoires de fumées, les systèmes de détection et d'alarme, les systèmes d'extinction automatique, le type d'occupation du bâtiment, ... L'expression souvent employée pour désigner toute analyse où interviennent plusieurs de ces éléments est celle de *Fire Safety Engineering*. On pourrait définir cette expression de manière très simple comme l'activité consistant à évaluer le niveau de sécurité dans un bâtiment vis-à-vis de l'incendie, étant

entendu que pour mener une évaluation convenable et pertinente, il convient de prendre en compte tous les aspects du problème.

On a mentionné précédemment que l'activité relative à l'évaluation de la résistance au feu bénéficie d'un ensemble de documents de référence, les Eurocodes, fixant certaines règles de base. A l'heure actuelle, c'est loin d'être le cas pour tout ce qui concerne le *Fire Safety Engineering*. De nombreuses études et publications ont été consacrées individuellement à chacun des aspects qui interviennent, mais il n'existe aucun document de synthèse qui aurait obtenu une large reconnaissance et qui proposerait une méthodologie intégrant tous les aspects.

Beaucoup plus que l'application successive de quelques règles prescriptives, le *Fire Safety Engineering* nécessite un grand niveau de compétence et d'expérience. Or, à cet égard, la situation est très mauvaise dans nos régions de l'Europe occidentale qui se situent très en retard par rapport à l'Europe scandinave, les Etats-Unis ou la région Australie-Nouvelle Zélande. La comparaison est éloquentes entre notre pays et la Finlande ou la Suède. A Liège, les étudiants ingénieurs civils ont l'occasion de suivre un cours à option consacré à l'effet de l'incendie sur les bâtiments, mais les 20 heures qui y sont consacrées ne permettent nullement d'aborder le *Fire Safety Engineering*. Dans certaines universités, cette possibilité n'est pas offerte aux étudiants. Dans les pays nordiques, il est possible aux jeunes diplômés de suivre un cycle de perfectionnement d'un an menant à un *Master in Fire Safety Engineering* dont les détenteurs sont aussitôt absorbés par le marché de l'emploi. Certains pays diplôment même des ingénieurs dont l'ensemble de la formation est axé sur l'incendie et qui portent le titre de *Fire Engineer*.

Devant cette situation, les autorités de nos régions sont très réticentes vis-à-vis de ce type d'approche qui possède pourtant un potentiel énorme. L'absence de documents réglementaires auxquels se référer donne aux responsables la désagréable impression que chaque auteur de projet qui leur propose une solution alternative faisant référence au *Fire Safety Engineering* est en fait aller choisir la partie de publication, le petit morceau de méthode ou l'équation particulière qui pouvait servir ses intérêts, et que ceux-ci sont essentiellement économiques. Le manque de formation et l'absence d'une culture du *Fire Safety Engineering* empêchent les responsables de juger du bien fondé ou de la bonne application des théories et des méthodes qui leur sont proposées et, très souvent, les conduisent à en rejeter l'idée même.

Le développement, à l'Université de Liège, d'un pôle de compétence dans le domaine procède donc d'une logique toute naturelle, étant donné les travaux menés depuis de nombreuses années à propos de l'effet des incendies sur les bâtiments.

La troisième partie de cette thèse décrit certains principes essentiels du *Fire Safety Engineering* tels qu'ils ont été définis dans le cadre d'une recherche européenne à laquelle le Service des Ponts et Charpentes est activement mêlé. L'accent est plus particulièrement mis sur l'évaluation de la sévérité réelle de l'incendie, dans les compartiments où s'établit un régime de température uniforme, dans ceux où apparaît une stratification en deux zones distinctes et, de manière plus particulière, dans les compartiments utilisés pour le parcage de voitures. Les travaux menés dans cette direction ont constitué l'essentiel de nos préoccupations au cours des trois dernières années.



# **PREMIERE PARTIE**

## **MODELISATION NUMERIQUE DE STRUCTURES SOUMISES AU FEU**

---

Lorsqu'il s'agit de résoudre les équations d'équilibre et de compatibilité qui décrivent l'état d'une structure un tant soit peu complexe, le calcul numérique est la méthode qui s'impose. Or, lorsqu'ils sont soumis à l'incendie, les éléments les plus simples voient rapidement s'élever leur degré de complexité. Des champs de température non uniformes, des lois de comportement qui perdent tout caractère linéaire, des dilatations thermiques différentes d'un point à l'autre et des déplacements dont l'effet ne peut plus être négligé sont autant de causes de la complexité du problème.

Par la grande liberté qu'elle offre au niveau de la définition de la géométrie, la technique des éléments finis convient particulièrement bien à l'analyse des corps de la mécanique des structures. C'est cette technique qui a été utilisée dans le code de calcul numérique SAFIR développé au sein du Service des Ponts et Charpentes pour l'analyse des structures soumises à l'incendie.

Dans cette première partie, on rappelle brièvement diverses expressions du principe des travaux virtuels, on discute des propriétés thermo-mécaniques des matériaux, on montre comment on procède pour calculer les températures au sein des structures, on traite les différents types d'éléments finis utilisés pour le calcul des positions d'équilibre successives et on donne quelques indications sur le programme numérique dans lequel sont intégrés ces différents concepts. Chaque fois que cela est possible, le propos est illustré d'exemples de validation et d'application.





# Chapitre 2

## PRINCIPE DES TRAVAUX VIRTUELS

La méthode des éléments finis est couramment utilisée pour obtenir des valeurs numériques représentatives des quantités cinématiques (déplacements, déformations) et mécaniques (contraintes) liées à l'équilibre d'un corps solide soumis à des sollicitations. Cette méthode permet d'obtenir une solution approximative, satisfaisant les lois de la physique écrites sous une forme variationnelle. Le principe des travaux virtuels est un des modèles variationnels les plus utilisés en mécanique des solides et des structures. Etant donné que ce principe sert de base pour les développements numériques exposés par la suite, nous en donnons ici l'énoncé dans différentes conditions correspondant chacune à un cas d'application particulier.

### 2.1 EQUILIBRE STATIQUE D'UN CORPS 3D SUBISSANT DES PETITS DEPLACEMENTS

On envisage ici le cas d'un corps soumis à des forces de surfaces  $t_i$  et à des forces de volume statiques  $f_i$ , en l'absence d'effets dynamiques.

Ce corps est en équilibre et les déplacements qu'il subit sont suffisamment petits pour que leurs effets puissent être négligés. L'équilibre local d'un élément de volume infinitésimal autour de n'importe quel point du corps s'écrit, en coordonnées cartésiennes :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad (2.1a)$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (2.1b)$$

avec  $\underline{\underline{\sigma}}$  tenseur des contraintes de Cauchy.

Sur le contour  $S$  du corps, on a :

$$\sigma_{ij,j} + n_i = t_i \quad (2.2)$$

avec  $\underline{n}$  vecteur unitaire normal à la surface du corps.

Pour l'application à la méthode des éléments finis, il est préférable de transformer ces équations d'équilibre en une forme faible, c'est-à-dire une forme intégrale.

On introduit la notion de déplacement virtuel  $\delta u_i$ , infiniment petit mais cinématiquement admissible, autour de la position d'équilibre. Dans la méthode des résidus pondérés [DH84], on multiplie chacune des 3 équations 2.1a par la composante correspondante du déplacement virtuel qui joue ici le rôle de fonction de pondération. En effectuant la somme des 3 équations ainsi obtenues, on trouve l'équation suivante :

$$\sigma_{ij,j} \delta u_i + \delta u_i f_i = 0 \quad (2.3)$$

En intégrant cette équation sur un volume fini  $V$ , on obtient :

$$\int_V (\sigma_{ij,j} \delta u_i + f_i \delta u_i) dV = 0 \quad (2.4)$$

En intégrant l'équation 2.4 par parties et en exprimant l'équation 2.2 sous forme variationnelle, on obtient la forme faible des équations d'équilibre [BA90a] :

$$\int_V \sigma_{ij} \delta E_{ij} dV = \int_V f_i \delta u_i dV + \int_S t_i \delta u_i dS \quad (2.5)$$

$$\text{avec } \delta E_{ij} = \frac{1}{2} (\delta u_{i,j} + \delta u_{j,i})$$

L'équation 2.5 est l'expression mathématique du principe des travaux virtuels. En fait, il s'agit de l'expression intégrale des équations d'équilibre plutôt que de l'expression d'un principe au sens de la thermodynamique. L'équilibre local peut être violé en certains points mais il est assuré en moyenne sur le volume. On reconnaît, dans le membre de gauche, le travail interne produit par les contraintes et, dans le membre de droite, le travail externe produit par les forces lors du déplacement virtuel. Le principe des travaux virtuels est totalement indépendant de la loi constitutive du matériau.

## 2.2 EQUILIBRE STATIQUE D'UNE SECTION PLANE SOUMISE A DE LA TORSION.

On envisage ici le cas d'un cylindre plein, de section quelconque, dont les génératrices sont parallèles à l'axe  $x$ , perpendiculaire à la section (fig. 2.1). Le cylindre est soumis, autour de cet axe  $x$ , à une torsion dont la valeur par unité de longueur est  $\theta_x$ , au niveau de la section considérée.

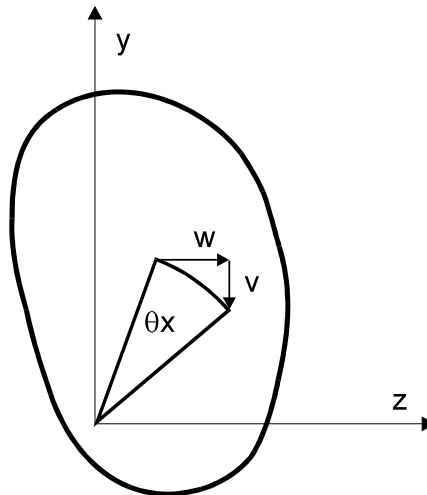


Fig. 2.1 : Élément en torsion

Dans l'hypothèse de Saint-Venant relative à l'indéformabilité des sections transversales, le mouvement d'un point de la section est alors défini comme suite [BA90a] :

$$u(x, y, z) = u(y, z) = \theta_x \omega(y, z)$$

$$v(x, y, z) = -z \times \theta_x \quad (2.7)$$

$$w(x, y, z) = y \times \theta_x$$

Dans ces expressions,  $u$  traduit le gauchissement de la section et  $\omega(y, z)$  est appelé fonction de gauchissement. Les seules déformations non nulles,  $\varepsilon_{zx}$  et  $\varepsilon_{yx}$ , sont définies de la manière suivante :

$$\varepsilon_{zx} = \varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \theta_x (\omega_{,z} + y) \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{yx} = \varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \theta_x (\omega_{,y} - z)$$

Dans le cas particulier d'un matériau isotrope, les composantes non nulles du tenseur des contraintes sont  $\sigma_{zx}$  et  $\sigma_{yx}$ . Les 3 équations d'équilibre local 2.1a se réduisent alors à l'équation suivante :

$$\sigma_{zx,x} + \sigma_{yx,y} = 0 \quad (2.9)$$

$$\text{avec } \sigma_{zx} = 2G \varepsilon_{zx} = G \theta_x (\omega_{,z} + y) \quad (2.10)$$

$$\sigma_{yx} = 2G \varepsilon_{yx} = G \theta_x (\omega_{,y} - z)$$

Dans ce cas, l'expression du principe des travaux virtuels s'écrit :

$$\int_A (\delta\varepsilon_{zx} G \varepsilon_{zx} + \delta\varepsilon_{yx} G \varepsilon_{yx}) dA = 0 \quad (2.11)$$

La variation portant sur la fonction de gauchissement, on a :

$$\delta\varepsilon_{zx} = \frac{1}{2} \theta_x \delta\omega_{,z} \quad (2.12)$$

$$\delta\varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \theta_x \delta\omega_{,y}$$

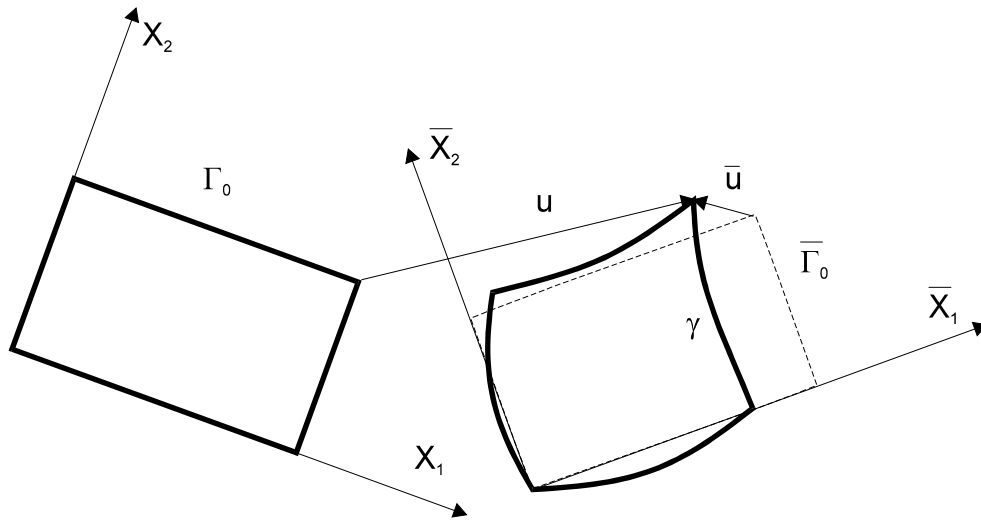
Finalement, l'équation 2.11 peut s'écrire comme suit, en fonction de l'inconnue  $\omega$  que l'on veut déterminer :

$$\int_A (\delta\omega_{,z} (\omega_{,z} + y) + \delta\omega_{,y} (\omega_{,y} - z)) dA = 0 \quad (2.13)$$

Cette équation servira de base au calcul de la fonction de gauchissement et de la rigidité en torsion des poutres 3D (chap. 6).

## 2.3 EQUILIBRE STATIQUE D'UN CORPS 3D SUBISSANT DES GRANDS DEPLACEMENTS

On envisage ici l'expression du principe des travaux virtuels dans une description lagrangienne corotationnelle totale [DE95a], dont le principe est illustré à la figure 2.2, dans le cas d'un élément plan rectangulaire subissant des grands déplacements.  $X_1$  et  $X_2$  sont les axes utilisés pour définir la position de chaque particule, c'est-à-dire de chaque point de l'élément, dans la configuration initiale  $\Gamma_0$ . Dans cette configuration, l'élément est non déformé et, le plus souvent, non chargé. Les axes  $X_1$  et  $X_2$  sont les axes locaux de l'élément comme l'indique, à la figure 2.2, leur direction oblique.



**Fig. 2.2 : Description corotationnelle totale**

Lorsque l'élément est chargé, il évolue vers sa configuration déformée  $\gamma$ . En description corotationnelle totale, les déplacements utilisés pour évaluer les déformations et les contraintes ne sont pas représentés par  $u$  entre  $\Gamma_0$  et  $\gamma$  mais par  $\bar{u}$  entre  $\bar{\Gamma}_0$  et  $\gamma$ .  $\bar{\Gamma}_0$  est une position que pourrait occuper l'élément non déformé si on lui faisait subir, comme à un corps rigide, une translation et une rotation, de manière à ce qu'il se trouve aussi près que possible de la position déformée  $\gamma$ . Plusieurs choix sont possibles pour  $\bar{\Gamma}_0$ . A la figure 2.2, un des sommets de l'élément ainsi que la droite joignant les deux sommets situés sur l'axe  $X_1$  occupent la même position par rapport aux axes dans les deux configurations  $\bar{\Gamma}_0$  et  $\gamma$ .

L'expression du principe des travaux virtuels s'écrit alors :

$$\int_{\bar{V}} \bar{S}_{ij} \delta \bar{E}_{ij} d\bar{V} = \int_{\bar{V}} \bar{f}_i \delta \bar{u}_i d\bar{V} + \int_{\bar{A}} \bar{t}_i \delta \bar{u}_i d\bar{A} \quad (2.14)$$

avec  $\bar{V} = V$  volume du corps non déformé,  
 $\bar{A} = A$  surface extérieure du corps non déformé,  
 $\bar{S}_{ij}, S_{ij}$  tenseur des contraintes de Piola-Kirchoff n°2 ,  
 $\bar{f}_i, \bar{t}_i$  forces de volume et de surface appliquées au corps,  
 $\delta \bar{u}_i$  champ de déplacement virtuel du corps depuis sa position déformée  $\gamma$  et  
 $\delta \bar{E}_{ij}$  tenseur de Green du champ de déplacement virtuel.

Ce dernier tenseur a pour expression :

$$\delta \bar{E}_{ij} = \frac{1}{2} (\delta \bar{u}_{i,j} + \delta \bar{u}_{j,i} + \bar{u}_{k,i} \delta \bar{u}_{k,j} + \delta \bar{u}_{k,i} \bar{u}_{k,j}) \quad (2.15)$$

Dans l'équation 2.14, on reconnaît la variation du travail interne dans le membre de gauche et la variation du travail externe, produite par une variation virtuelle du champ de déplacement, dans le membre de droite.

Les contraintes de Piola-Kirchoff n°2 méritent qu'on en présente une interprétation physique. A cet effet, on considère l'exemple d'une barre de treillis étudiée en configuration lagrangienne totale, ce qui pourrait sembler incohérent, puisqu'on va utiliser ces contraintes en description corotationnelle. On pourrait bien sûr en montrer la signification en description corotationnelle mais alors, l'exemple de la barre de treillis serait nettement moins parlant.

Soit une barre, au sein de laquelle on considère une section  $A$ , définie dans l'état non déformé  $\Gamma_0$  (fig. 2.3). Dans l'état déformé  $\gamma$ , cette section est devenue la section  $a$  sur laquelle agit l'effort  $\underline{f}$ . On admet sans peine que la section  $a$  est restée plane et que les contraintes  $\underline{\sigma}$  sont uniformes. Les contraintes vraies ou contraintes de Cauchy sur la section  $a$  sont celles qui équilibrent l'effort  $\underline{f}$  et qui agissent, au sein du corps déformé, sur des facettes parallèles aux axes de la configuration de référence qui est ici  $\Gamma_0$ . Ces contraintes  $\underline{\sigma}$  forment un tenseur symétrique.

Les contraintes de Lagrange sont celles qui équilibreraient l'effort  $\underline{f}$  reporté sur la section  $A$ , dans l'état non déformé du corps. Ces contraintes  $\underline{L}$  agissent aussi sur des facettes parallèles aux axes de  $\Gamma_0$  mais elles forment un tenseur non symétrique.

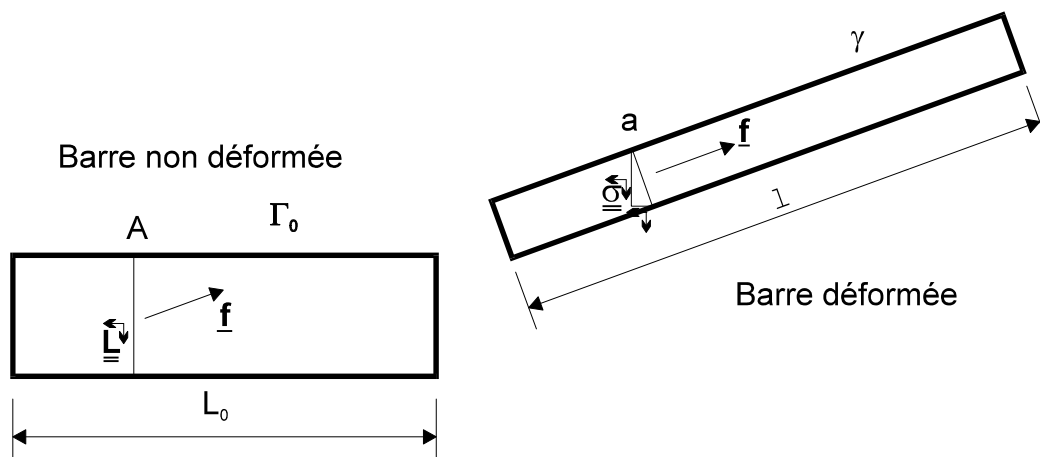


Fig. 2.3 : Contraintes de Cauchy et de Lagrange

On peut donner une interprétation des contraintes de Piola-Kirchoff n°2, sur la base de la transformation géométrique qu'a dû subir le corps pour passer de  $\Gamma_0$  à  $\gamma$  [DE95a]. La transformation géométrique, c'est-à-dire le champ de déplacement, peut être définie par l'équation suivante :

$$x_i = J_{ik} X_k \quad (2.16)$$

avec  $X_k$  position d'un point du corps à l'état non déformé,  
 $x_i$  position de la même particule à l'état déformé et  
 $J_{ik}$  jacobien de la transformation.

On peut alors faire subir à  $\underline{f}$  la transformation inverse pour trouver un effort  $\underline{F}^*$  agissant sur le corps non déformé et équilibré par les contraintes  $\underline{S}$  (fig. 2.4). Cet effort  $\underline{F}^*$  est ainsi défini par l'équation suivante :

$$f_i = J_{ik} F_k^* \quad (2.17)$$

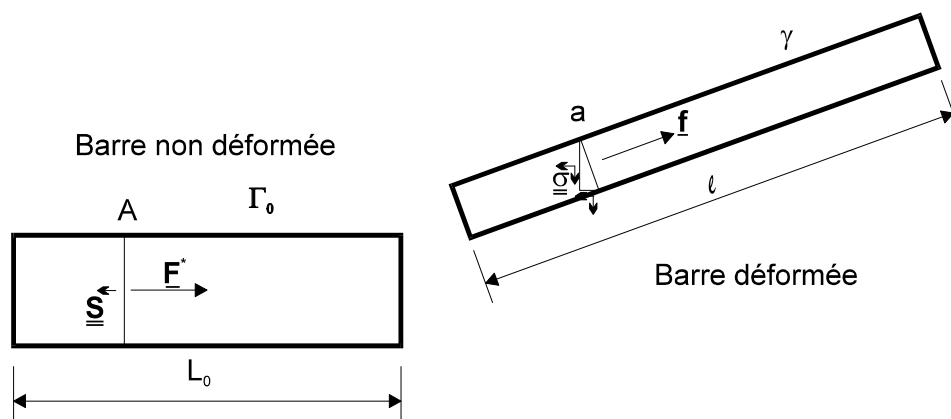


Fig. 2.4 : Contraintes de Piola-Kirchoff n°2

Dans le cas envisagé à titre d'exemple, la barre des figures 2.3 et 2.4 voit sa longueur passer de  $L_0$ , dans l'état non déformé, à  $l$ , dans l'état déformé, sous l'effet d'une force appliquée  $\underline{f}$ , alors que la surface  $A$  de la section droite devient dans le même temps la surface  $a$ . Si la barre ne subissait pas de rotation au cours du déplacement, on obtiendrait les trois expressions suivantes des contraintes :

contraintes de Cauchy  $s = \frac{f}{a}$

contraintes de Lagrange  $L = \frac{f}{A}$

contraintes de Piola-Kirchoff n°2  $S = \frac{f}{A} \frac{L_0}{l}$

Dans ces expressions,  $f$ ,  $s$ ,  $L$  et  $S$  désignent l'amplitude des vecteurs correspondants.

Les contraintes auraient d'ailleurs la même expression dans une barre subissant une rotation, comme c'est le cas des figures 2.3. et 2.4, à condition d'exprimer ces contraintes dans un système d'axes corotationnel, c'est-à-dire un système d'axes qui tourne avec la barre.

La forme incrémentale du principe des travaux virtuels est également utile. Si on n'écrit pas le terme relatif aux forces de surface, cette forme est la suivante :

$$\int_V \left( \bar{D}_{ijkl} d\bar{E}_{kl} \delta\bar{E}_{ij} + S_{ij} \delta d\bar{E}_{ij} \right) dV = \int_V \left( d\bar{f}_i \delta\bar{u}_i + \bar{f}_i \delta d\bar{u}_i \right) dV \quad (2.19)$$

avec  $\bar{D}_{ijkl} = D_{ijkl}$  tenseur définissant la loi de matériaux incrémentielle.

On a également :

$$dS_{ij} = D_{ijkl} dE_{kl} \quad (2.20)$$

avec  $D_{ijkl}$  rigidité tangente du matériaux.

La description corotationnelle présente certains avantages qu'il convient de mettre en évidence.

1. L'intégration se fait sur le volume non déformé.
2. Le tenseur des contraintes utilisé est symétrique.
3. Comme les déplacements  $\bar{u}$  sont plus petits que les déplacements  $u$  (fig. 2.2), l'hypothèse des petites déformations pourrait être valable, dans certains cas où les grandes déformations seraient requises si les déplacements étaient mesurés depuis  $\Gamma_0$ .
4. Dans certains cas, des composantes du tenseur des déformations s'annulent automatiquement lorsqu'elles sont calculées à partir de  $\bar{u}$ , alors que le tenseur serait complet si on le calculait à partir de  $u$ . C'est surtout vrai pour les corps orientés de la mécanique des structures tels que les barres de treillis ou les poutres.
5. La position de la configuration de référence  $\bar{\Gamma}_0$  peut être choisie avantageusement de manière telle que certaines composantes des déplacements nodaux  $p_\alpha$  soient automatiquement nulles, comme c'est le cas à la figure 2.2 pour le noeud de l'élément où on a placé l'origine des axes.

A partir d'ici, la description corotationnelle sera adoptée dans tous les développements. Néanmoins, afin de simplifier la lecture des équations ainsi que leur écriture, toutes les grandeurs seront notées  $X$  ou  $u$ , au lieu de  $\bar{X}$  ou  $\bar{u}$ . Il convient de garder à l'esprit le fait que toutes les quantités sont évaluées à partir de  $\bar{\Gamma}_0$ .



Les avantages cités dans ce qui précède permettent d'introduire des simplifications considérables dans l'écriture des équations. La discussion suivante illustre la manière dont le tenseur des déformations ainsi que ses différentes dérivées et variations doivent être évalués afin de bénéficier de l'avantage repris au point 5. Dans cette discussion, les équations ne doivent pas être considérées comme des égalités mathématiques mais plutôt comme des équations symboliques ou conceptuelles. Ainsi, les indices relatifs aux noeuds ou aux 3 directions de l'espace ont souvent été omis.

Les déplacements nodaux sont séparés en deux catégories :

1. les déplacements  $p_\alpha$  qui sont identiquement nuls lorsque la position de  $\Gamma_o$  est choisie ;
2. les déplacements  $p_\beta$  qui ne sont, en général, pas nuls.

Dans un élément de type déplacement, le champ de déplacement est représenté de manière approximative par un champ discrétisé qui est de la forme suivante :

$$u = h_\alpha p_\alpha + h_\beta p_\beta \quad (2.21a)$$

$$u = h_\beta p_\beta \quad (2.21b)$$

Les fonctions  $h$  sont les fonctions d'interpolation qui sont habituellement, mais pas nécessairement, des fonctions polynomiales des coordonnées cartésiennes  $x$ ,  $y$  et  $z$ .

Le passage de l'équation 2.21a à l'équation 2.21b est trivial puisque les déplacements  $p_\alpha$  sont nuls dans  $\Gamma_o$ , c'est-à-dire en fait dans  $\bar{\Gamma}_o$ . C'est cependant l'équation 2.21a qu'il faut utiliser pour le calcul du tenseur des déformations qui peut prendre une des formes suivantes :

$$E = E(u_{,i} ; u_{,i} u_{,i}) \quad (2.22)$$

$$E = E(h_{\alpha,i} p_\alpha + h_{\beta,i} p_\beta ; (h_{\alpha,i} p_\alpha + h_{\beta,i} p_\beta)(h_{\alpha,i} p_\alpha + h_{\beta,i} p_\beta)) \quad (2.23)$$

$$E = E \left( \begin{array}{l} h_{\alpha,i} p_\alpha ; h_{\beta,i} p_\beta \\ h_{\alpha,i} p_\alpha ; h_{\alpha,i} p_\alpha ; h_{\beta,i} p_\beta ; h_{\alpha,i} p_\alpha ; h_{\beta,i} p_\beta \quad h_{\beta,i} p_\beta \end{array} \right) \quad (2.23a)$$

$$E = E(h_{\beta,i} p_\beta ; h_{\beta,i} p_\beta \quad h_{\beta,i} p_\beta) \quad (2.23b)$$

L'équation 2.23b sert pour l'évaluation des contraintes et donc des forces internes. Pour l'évaluation de  $dE$  et  $\delta E$ , il faut conserver l'expression complète 2.23a. Si on omet, dans l'écriture, les dérivées des fonctions d'interpolation, on obtient pour  $dE$  :

$$dE = dE(du_i ; du_i u_j ; u_i du_j) \quad (2.25)$$

$$dE = dE(dp_\alpha; dp_\beta; p_\alpha dp_\alpha; p_\alpha dp_\beta; p_\beta dp_\alpha; dp_\beta p_\beta) \quad (2.26a)$$

$$dE = dE(dp_\alpha; dp_\beta; p_\beta dp_\alpha; dp_\beta p_\beta) \quad (2.26b)$$

La forme 2.26b sera utilisée pour évaluer  $dE$  tandis que la forme 2.26a servira de point de départ pour calculer la variation de  $dE$  :

$$\delta dE = \delta dE(\delta p_\alpha dp_\alpha; \delta p_\alpha dp_\beta; \delta p_\beta dp_\alpha; \delta p_\beta dp_\beta) \quad (2.27)$$

Si la structure ou le corps est discrétisé par  $M$  éléments finis et si, au sein de chacun d'eux, le champ de déplacement  $u$  est discrétisé selon l'équation 2.21a, on utilise alors l'équation 2.14 pour évaluer les forces nodales de la manière suivante :

1. évaluation des forces nodales énergétiquement équivalentes aux forces de volume appliquées :

$$\int_V f_i \delta u_i (\delta p_\alpha; \delta p_\beta) dV = f_\alpha^{\text{ext}} \delta p_\alpha + f_\beta^{\text{ext}} \delta p_\beta \quad (2.28)$$

avec  $\delta p_\alpha, \delta p_\beta$  variations virtuelles des déplacements nodaux,  
 $\delta u_i$  variation virtuelle du champ de déplacement au sein du corps produite par les  $\delta p$  et  
 $f_\alpha^{\text{ext}}, f_\beta^{\text{ext}}$  forces nodales énergétiquement équivalentes aux forces appliquées.

2. évaluation des forces nodales énergétiquement équivalentes aux contraintes :

$$\int_V S_{ij} (p_\beta) \delta E_{ij} (\delta p_\alpha; \delta p_\beta) dV = f_\alpha^{\text{int}} \delta p_\alpha + f_\beta^{\text{int}} \delta p_\beta \quad (2.29)$$

avec  $S_{ij}$  contraintes induites par le tenseur des déformations, calculé suivant l'équation 2.23b ; il faut y associer une loi du matériau, telle que celle représentée par l'équation 2.20,  
 $\delta E_{ij}$  variation virtuelle du tenseur de Green produite par les déplacements nodaux virtuels, en se basant sur l'équation 2.26a dans laquelle on pourrait remplacer tous les  $d$  par des  $\delta$  et  
 $f_\alpha^{\text{int}}, f_\beta^{\text{int}}$  forces nodales énergétiquement équivalentes aux contraintes internes.

3. évaluation des forces hors équilibres  $f^{\text{he}}$ , dans le cas où le corps n'est pas en équilibre dans sa configuration  $\gamma$  :

$$f_v^{\text{int}} + f_v^{\text{he}} = f_v^{\text{ext}} \quad (2.30)$$

avec  $v = 1, 2, 3, \dots, N$ ,  $N$  étant le nombre de déplacements nodaux de la structure.

L'équation 2.30 n'est pas valable "élément par élément" mais bien pour l'ensemble de la structure. Les forces internes et externes qui sont évaluées "élément par élément" grâce aux équations 2.28 et 2.29 doivent, avant d'être assemblées, être transformées par rotation dans un système d'axes commun à tous les éléments. On choisit généralement le système d'axes global de la structure.

L'équation 2.19 est utilisée pour établir le système d'équations qui lie les incréments de déplacement de la structure aux incréments de forces appliqués ou aux forces hors équilibre résiduelles.

Il est avantageux de passer à la notation matricielle, le premier terme du membre de gauche de l'équation 2.19 s'écrivant alors :

$$\int_V \delta \underline{e}^T \underline{\underline{D}} \underline{de} \, dV \quad (2.31)$$

avec  $\underline{\underline{D}}$  matrice de rigidité tangente, dépendant de la loi constitutive et liant, au sein du matériau, les accroissements de contraintes aux accroissements de déformation suivant l'équation 2.31 et  $\underline{e}$  vecteur à 6 composantes des déformations.

L'équation constitutive du matériau s'écrit :

$$d\underline{s} = \underline{\underline{D}} \underline{de} \quad (2.32)$$

avec  $\underline{s}$  vecteur à 6 composantes des contraintes de Piola-Kirchoff n°2.

L'équation 2.32 en notation matricielle est en fait la même que l'équation 2.20 en notation indicielle.

Comme le champ de déplacements a été discrétisé en fonction des déplacements nodaux, on peut écrire le vecteur incrément de déformations sous la forme suivante :

$$\underline{de} = \underline{\underline{B}} \underline{dp} \quad (2.33)$$

où la matrice  $\underline{\underline{B}}$  contient, en plus des dérivées spatiales des fonctions d'interpolation, comme c'est le cas pour les petites déformations, les déplacements nodaux non identiquement nuls (éq. 2.26b).

On peut alors écrire l'équation 2.31 sous la forme suivante :

$$\delta \underline{p}^T \int_V \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV \underline{dp} = \delta \underline{p}^T \underline{\underline{K}}_u \underline{dp} \quad (2.34)$$

avec  $\underline{\underline{K}}_u = \int_V \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV$

où l'indice  $u$  rappelle les déplacements nodaux présents dans la matrice.

Le deuxième membre du terme de gauche de l'équation 2.19 s'écrit en notation matricielle :

$$\int_V \underline{\underline{s}}^T \delta d\underline{e} dV = \delta \underline{p}^T \underline{\underline{K}}_s \underline{dp} \quad (2.35)$$

où l'indice  $s$  rappelle les contraintes présentes dans la matrice.

Le chapitre 3 de cette thèse est en fait consacré aux équations constitutives, éq. 2.32, et les chapitres 5 à 8 sont consacrés à l'évaluation des forces hors équilibre, éq. 2.30, et des matrices de rigidité, éq. 2.34 et 2.35.

# Chapitre 3

## **PROPRIETES THERMO-MECANIKES DES MATERIAUX**

### **3.1 INTRODUCTION**

Bien plus que le type de modélisation de la structure, les propriétés thermiques et mécaniques des matériaux et les lois constitutives ont une influence directe sur les résultats de toute simulation. S'il est parfois possible de compenser la formulation un peu trop simple d'un élément fini par l'utilisation d'un plus grand nombre d'éléments ou si on peut s'accommoder d'un schéma d'intégration temporelle simple en utilisant des pas de temps plus courts, il n'y a aucun espoir d'obtenir une solution satisfaisante avec un modèle mécanique inapproprié ou avec des valeurs incorrectes des propriétés physiques des matériaux. C'est pourquoi une attention particulière doit être apportée à cette question.

Dans un premier paragraphe, on décrit les principales propriétés thermiques des matériaux. On donne les valeurs de ces propriétés reprises dans les différents Eurocodes pour l'acier et le béton et on commente ces propositions. Le paragraphe suivant est consacré aux modèles mécaniques. Pour les lois uniaxiales, on commente brièvement les propositions des Eurocodes, puis on donne quelques informations sur des travaux originaux consacrés au béton. Enfin, on donne la voie suivie actuellement pour les lois multiaxiales.

## 3.2 PROPRIETES THERMIQUES

L'équation de Fourier qui gouverne la conduction de la chaleur dans les solides fait intervenir trois propriétés des matériaux : leur masse volumique, leur chaleur spécifique et leur conductivité thermique.

Pour l'acier et le béton, ces propriétés ont fait l'objet de nombreuses études et publications. Les deux ouvrages de compilation rédigés sous l'égide de la RILEM, il y a plus de 10 ans, sur les propriétés thermiques et mécaniques des matériaux, constituent encore à l'heure actuelle une référence valable, [RI83] et [RI85].

### 3.2.1 Capacité à emmagasiner la chaleur

La capacité d'un matériau à emmagasiner la chaleur ou, ce qui revient au même, la quantité d'énergie nécessaire pour l'échauffer, est la chaleur volumique, en joule par degré et par mètre cube. La chaleur volumique résulte du produit entre la chaleur spécifique, en joule par degré et par kilo, et la masse volumique, en kilo par mètre cube.

En plus de l'élévation de la température au sein des matériaux, il existe d'autres phénomènes qui nécessitent un apport d'énergie : l'évaporation de l'eau libre qui est présente dans le béton et le changement de phase cristallographique dans l'acier sont les deux exemples rencontrés dans une structure soumise à l'incendie. Ces phénomènes additionnels consom-mateurs d'énergie peuvent être pris en compte de deux manières différentes lors de l'écriture des équations thermiques.

Soit on les prend en compte explicitement en ajoutant un nouveau terme dans les équations qui s'écrivent, symboliquement, de la manière suivante :

$$\Delta E_T = c \rho \Delta\theta + \Delta E_{ph} \quad (3.1)$$

avec  $\Delta E_T$  variation totale d'énergie nécessaire pour augmenter la température de  $\Delta\theta$ ,  
 $\Delta\theta$  augmentation de la température,  
 $c$  chaleur spécifique,  
 $\rho$  masse volumique et  
 $\Delta E_{ph}$  quantité d'énergie consommée par le phénomène pour augmenter la température de  $\Delta\theta$ .

Soit on écrit l'équation comme si le phénomène n'existait pas, mais on utilise une valeur de la chaleur spécifique modifiée pour en tenir compte. On écrit alors une équation du type suivant :

$$\Delta E_T = c^* \rho \Delta\theta \quad (3.2)$$

$$\text{où } c^* = c + \frac{\Delta E_{ph}}{\rho \Delta\theta} \quad (3.3)$$

On peut qualifier  $c^*$  de chaleur spécifique apparente.

Pour l'acier, on suppose habituellement que la masse volumique a une valeur constante de  $7.850 \text{ kg/m}^3$ , quel que soit le type d'acier et quelle que soit la température. Cette hypothèse est valable lorsque l'analyse thermique est découplée de l'analyse structurelle, comme c'est le cas le plus souvent pour l'analyse des bâtiments dans les conditions d'incendie. On donne au § 5.2 un exemple dans lequel Wriggers et Reese tiennent compte, dans l'analyse thermique, des changements de volume des barres de treillis créés par la dilatation thermique et par les contraintes [WR92]. Les comparaisons entre leurs résultats et ceux de nos calculs où l'analyse thermique est découplée montrent que la prise en compte de ces changements de volume a très peu d'influence.

On suppose aussi couramment que la masse volumique du béton ne varie pas avec la température. C'est une valeur qu'on peut mesurer facilement lorsqu'il s'agit, par exemple, de simuler numériquement un essai de laboratoire. Le plus souvent, lorsqu'on effectue le calcul d'avant-projet d'une structure, la composition détaillée du béton n'est pas connue et on adopte une valeur nominale. Par exemple, suivant l'Eurocode 4 [EC-42], cette valeur est de  $2.300 \text{ kg/m}^3$  pour un béton de densité normale. Cette valeur est plus faible que la valeur moyenne de  $2.500 \text{ kg/m}^3$  habituellement rencontrée pour la masse volumique du béton armé parce que, dans les calculs de température, on considère le béton et l'acier chacun pour leur propre compte.

La chaleur *spécifique* des deux matériaux a tendance à augmenter avec la température. Dans la littérature, on représente habituellement l'évolution de la chaleur spécifique en fonction de la température sur des graphiques, un par matériau. La figure 3.1 présente ici sur un même graphique l'évolution de la chaleur *volumique* de l'acier et du béton, c'est-à-dire pour chaque température la quantité d'énergie qu'une unité de volume absorbe en s'échauffant de 1 degré.

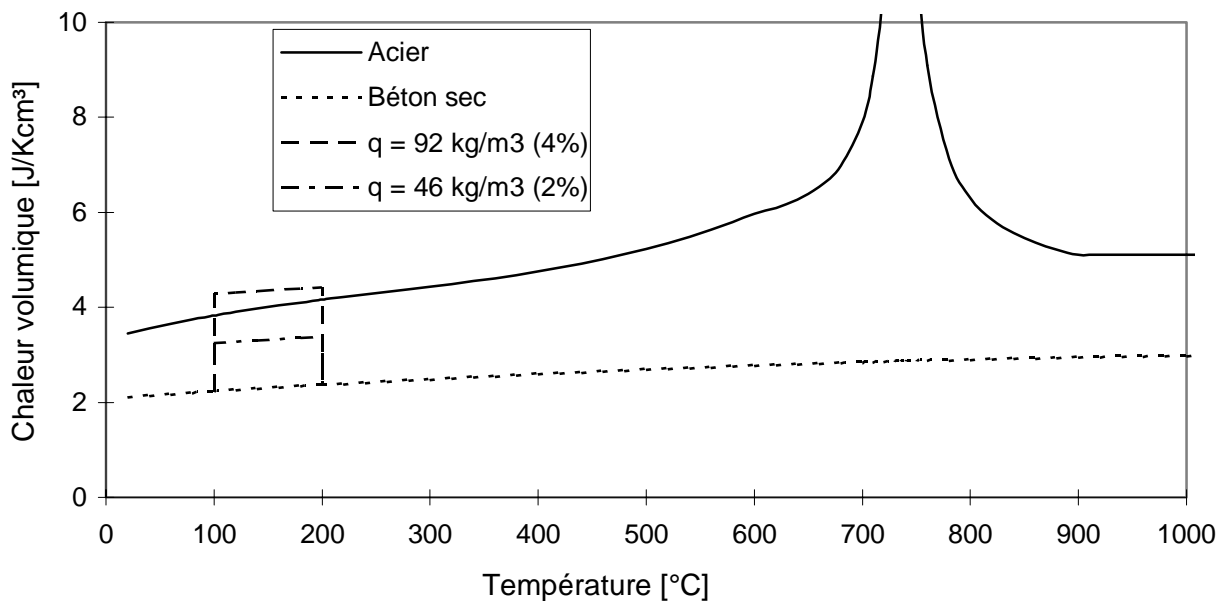


Fig. 3.1 : Chaleur volumique de l'acier et du béton

La courbe donnée pour le béton et notée *béton sec*, est valable pour un béton qui aurait été préalablement séché à l'étuve à 105°C pendant une longue période. La courbe donnée pour l'acier présente un pic autour de 735°C dont le sommet, à 39.25 J/Kcm<sup>3</sup>, n'apparaît pas sur la figure. Ce pic tient compte du caractère endothermique du changement de phase cristallographique qui a lieu vers cette température. La chaleur volumique présentée ici pour l'acier est donc une chaleur volumique apparente, celle qu'on peut calculer à partir de la chaleur spécifique apparente, éq. 3.3.

La figure 3.1 montre que, à part vers les 735°C, il faut approximativement 2 fois plus d'énergie pour élever la température d'un certain volume d'acier que pour échauffer le même volume de béton. Ceci justifie la simplification souvent admise pour les structures en béton armé et consistant à négliger la présence des armatures dans la détermination des champs thermiques. L'erreur ainsi commise sur la quantité totale d'énergie nécessaire pour échauffer un élément de structure est du même ordre de grandeur que le pourcentage d'armature qui est compris, le plus souvent, entre 1 et 2 % ce qui n'a pas d'influence significative sur la durée de résistance finale de l'élément. Dans les cas où on voudrait analyser des effets locaux, il conviendrait cependant de prendre en compte la présence de l'acier pour son propre compte. On pense par exemple à l'effet que pourrait avoir la dilatation thermique différente entre acier et béton, soit sur l'éclatement du béton au voisinage des armatures, soit sur l'adhérence des fils de précontrainte. La nécessité de connaître avec précision le champ local des températures ne permettrait plus de négliger la présence des armatures dans le calcul thermique.

La figure 3.2 présente, pour l'acier et le béton, la quantité d'énergie qui est nécessaire pour échauffer les matériaux depuis une température de 20°C jusqu'à une température donnée. Chaque courbe de la figure 3.2 est en fait l'intégrale de la courbe correspondante de la figure 3.1, réalisée suivant l'équation suivante :

$$E(\theta) = \int_{20^{\circ}\text{C}}^{\theta} c^*(u) \rho(u) du \quad (3.4)$$

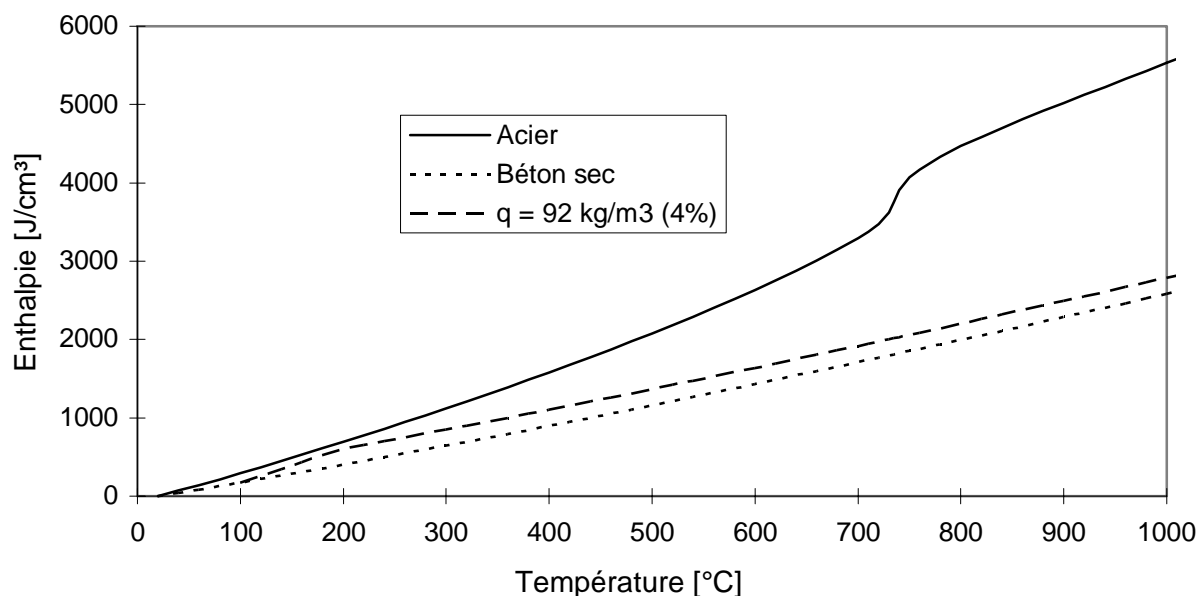
avec E      enthalpie à la température  $\theta$ , donnée sous forme de courbe à la figure 3.2,  
 $c^* \rho$     chaleur volumique apparente, donnée sous forme de courbe à la figure 3.1 et  
 u          une variable d'intégration.

On remarque sur cette figure l'influence non négligeable du changement de phase de l'acier. Pour des éléments en acier peu chargés dont la température de ruine avoisine les 800°C, le changement de phase peut avoir un effet non négligeable sur la durée de résistance au feu.

Dans le béton qui subit un échauffement sans avoir été préalablement étuvé, il reste une certaine quantité d'eau libre qui s'évapore. Cette évaporation a lieu vers 100°C en cas d'échauffement lent mais, dans un élément soumis au feu, l'échauffement est plus rapide et des surpressions peuvent apparaître de sorte que l'évaporation s'étale dans la plage de température entre 100 et 200°C. Même au-delà de 200°C, le béton continue à perdre une certaine quantité d'eau chimiquement liée. Cet effet est assez marginal et n'est habituellement pas pris en compte explicitement. En fait, il est très difficile d'isoler expérimentalement



l'effet de l'évaporation de l'eau chimiquement liée. Il est présent même lorsqu'on chauffe un béton qui a été préalablement séché à l'étuve. En toute rigueur, on peut considérer que la chaleur spécifique mesurée au-delà de 200°C pour un béton séché intègre automatiquement l'évaporation de l'eau chimiquement liée, et qu'on mesure donc une chaleur spécifique apparente. Il est beaucoup plus simple, et tout aussi exact, d'ignorer ce phénomène et de traiter la chaleur spécifique ainsi mesurée comme une chaleur spécifique réelle même si, en toute rigueur, c'est un peu abusif.



**Fig. 3.2 : Enthalpie du béton et de l'acier**

Dans le programme SAFIR, l'évaporation de l'eau libre est traitée explicitement, comme s'il s'agissait d'un matériau supplémentaire dont l'échauffement n'absorbe de l'énergie qu'entre 100 et 200°C. La quantité d'énergie absorbée est bien sûr proportionnelle à la chaleur de vaporisation. L'énergie nécessaire pour chauffer l'eau depuis 20°C jusqu'à 100°C étant 67 fois plus faible que sa chaleur de vaporisation, elle est négligée dans le bilan thermique.

Afin de mettre en évidence l'effet de l'évaporation endothermique de l'eau libre, on a dessiné sur la figure 3.1 la courbe de la chaleur volumique apparente du béton lorsqu'il contient une quantité d'eau libre égale à 2 et 4 % de son poids, soit 46 kg/m<sup>3</sup> et 92 kg/m<sup>3</sup>. Sur la figure 3.2, on voit que l'effet de cette eau libre est assez limité, même pour une quantité de 4 % de la masse de béton sec. Cette valeur de 4 % constitue le maximum recommandé par l'Eurocode 4, en l'absence de mesure, pour les éléments mixtes non confinés par une enceinte hermétique. Dans les tubes métalliques remplis de béton, il est admis de considérer une teneur en eau libre de 10 % du poids de béton sec, soit 230 litres par m<sup>3</sup> ! L'effet est alors beaucoup plus marqué.

En cas de refroidissement, on considère que la chaleur spécifique est réversible. On suppose que l'eau libre évaporée a migré hors de l'élément et qu'elle ne se recondense pas.

### 3.2.2 Conductivité thermique de l'acier et du béton

La conductivité thermique de l'acier est beaucoup plus élevée que celle du béton. Les deux matériaux tendent à devenir moins conducteurs lorsque leur température s'élève. Pour les aciers de construction, on retient dans les différents Eurocodes les valeurs de 53,3 W/mK à 20°C et de 27,3 W/mK à 800°C et au-delà, avec une variation linéaire entre 20 et 800°C. L'évolution de cette propriété est réversible en cas de refroidissement. Les aciers inoxydables ont une conductivité thermique 3 à 4 fois plus faible que celle des aciers de construction non alliés.

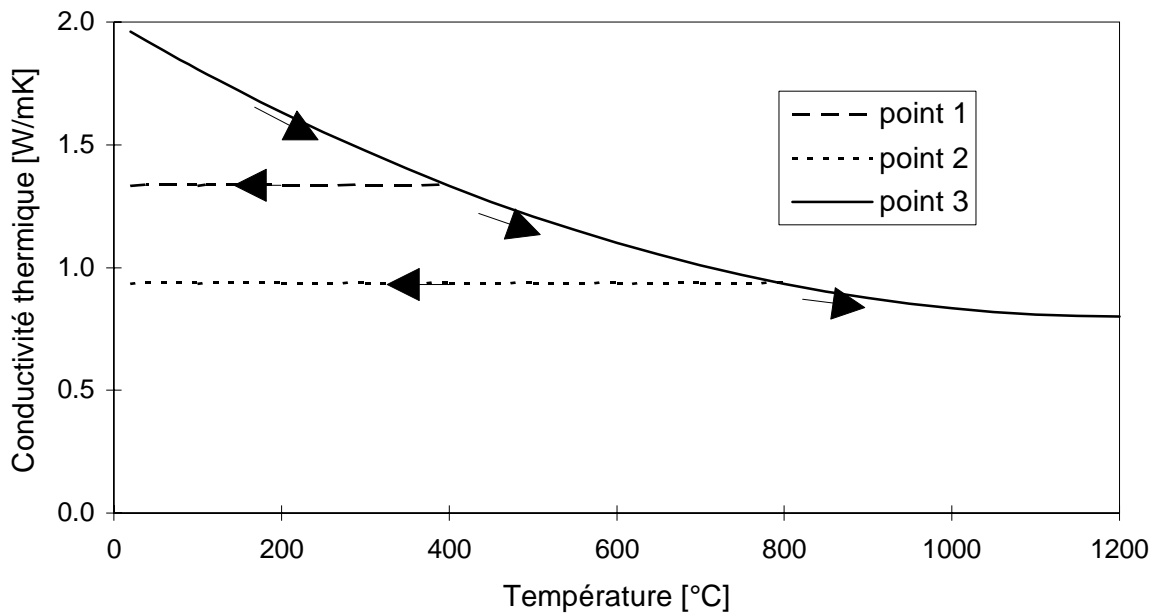
La conductivité thermique du béton est influencée par la nature des granulats, parmi lesquels on distingue principalement ceux de type siliceux ou calcaire ; ces derniers sont moins conducteurs surtout aux températures peu élevées. Le tableau 3.1 donne quelques valeurs figurant dans l'Eurocode 2, [EC-22].

$\theta$	20°C	600°C	1200°C
Agrégats siliceux	2	1,1	0,8
Agrégats calcaires	1,6	1,0	0,8

**Tableau 3.1 : Conductivité thermique du béton en W/mK**

A la température ambiante, la conductivité du béton dépend de la quantité d'eau libre qu'il contient. Naas Lien et al. ont déterminé expérimentalement une variation linéaire entre 1.76 W/mK, pour du béton étuvé, et 2.38 W/mK, pour une teneur en eau de 5 % [NA92]. La valeur de 2 W/mK, reprise au tableau 3.1 pour 20°C, correspond ainsi à une moyenne acceptable pour des bétons dont la teneur en eau libre est de l'ordre de 2 %. Il est possible de tenir compte de l'influence de l'eau libre sur la conductivité thermique entre 20 et 100°C mais, cet effet étant marginal en situation accidentelle, la plupart des auteurs le négligent et considèrent la valeur moyenne du tableau 3.1.

Le béton qui, après échauffement, reprend sa température normale a tendance à conserver une conductivité plus faible qu'avant l'échauffement. On considère généralement qu'il conserve la conductivité atteinte à sa température maximale. La figure 3.3 montre l'évolution de la conductivité thermique en un point qui s'échauffe jusqu'à 400°C avant de se refroidir, celle en un point qui se refroidit après avoir atteint 800°C, et celle en un point dont la température ne cesse d'augmenter.



**Fig. 3.3 : Conductivité thermique du béton**

### 3.2.3 Diffusivité thermique

La diffusivité thermique  $\alpha$  régit la réponse dynamique d'un système à une variation de température sur ses frontières ; elle est définie par la combinaison suivante des 3 propriétés de base :

$$\alpha = \frac{\lambda}{c \rho} \quad (3.5)$$

avec  $\alpha$  diffusivité thermique,  
 $\lambda$  conductivité thermique,  
 $c$  chaleur spécifique et  
 $\rho$  masse volumique.

Dans les calculs numériques, le critère de stabilité impose un pas de temps qui est inversement proportionnel à la diffusivité thermique. La figure 3.4 met en évidence combien la présence de mailles en acier peut être sévère à ce propos puisque, à 20°C, ces mailles obligent à limiter le pas de temps à une valeur 16 fois inférieure à ce que permettrait le béton.

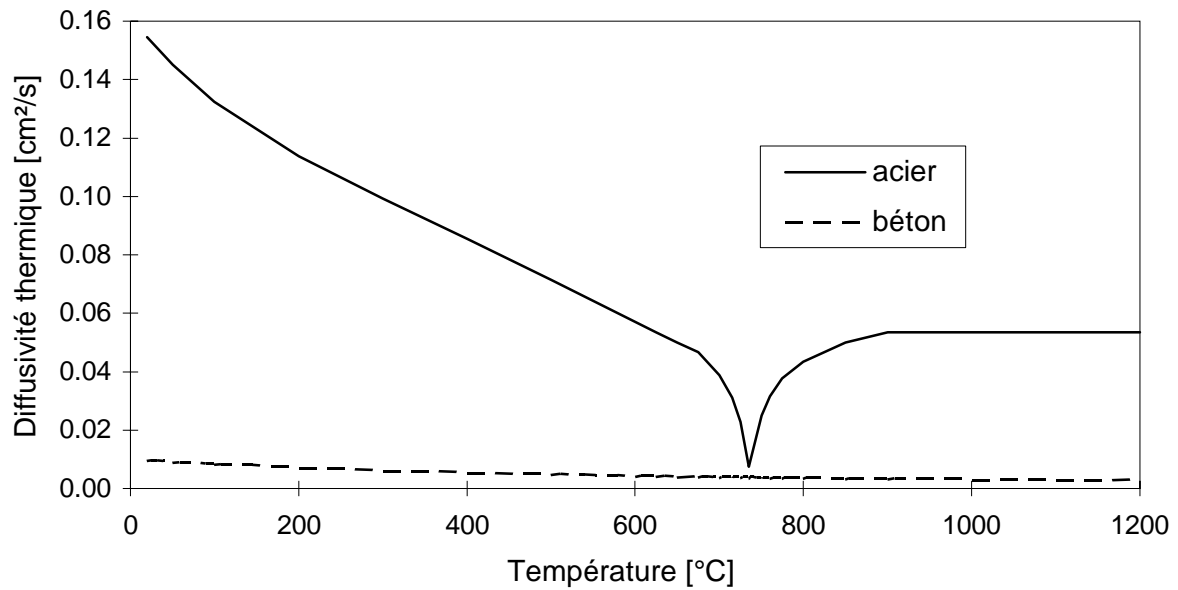


Fig. 3.4 : Diffusivité thermique du béton et de l'acier

### 3.2.4 Effusivité thermique

L'effusivité thermique est définie par la combinaison suivante des 3 mêmes propriétés de base :

$$b = \sqrt{\lambda c \rho} \quad (3.6)$$

La figure 3.5 montre son évolution avec la température.

L'effusivité thermique joue un rôle dans le calcul de la température au sein d'un local incendié; le flux d'énergie qui est échangé entre l'air du compartiment et ses parois, considérées comme milieux semi infini, est proportionnel à b.

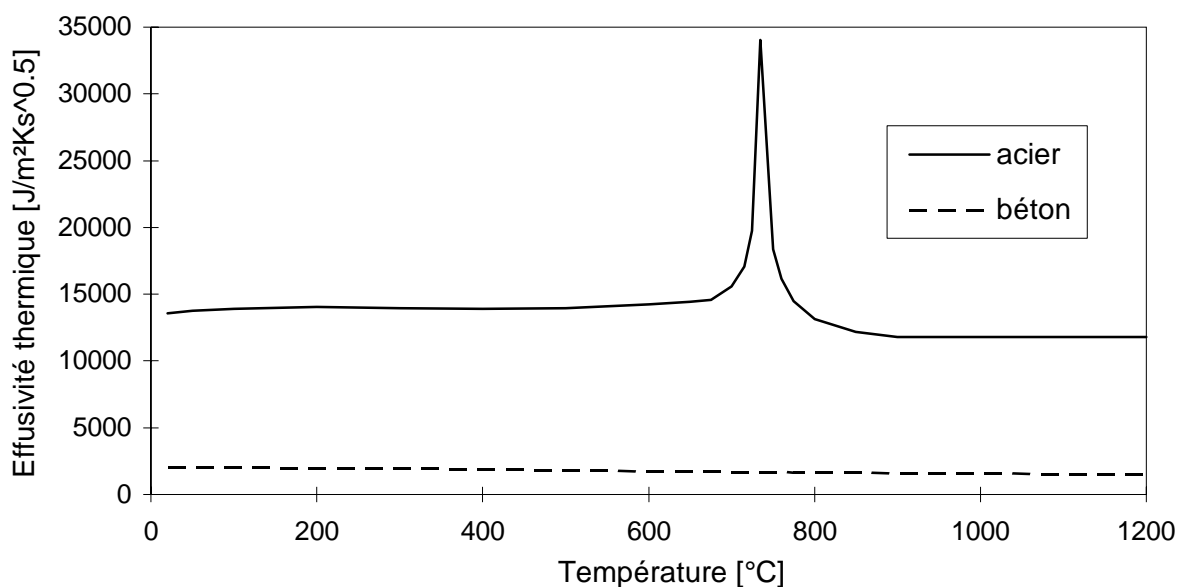


Fig. 3.5 : Effusivité thermique du béton et de l'acier

### 3.2.5 Propriétés de surface.

De manière assez abrupte, étant donné la complexité des phénomènes en jeu, on simplifie le coefficient de convection  $h$  en lui donnant 2 valeurs, supposées valables pour tous les matériaux :

$$\begin{aligned} h &= 25 \text{ W/m}^2\text{K} \quad , \text{ à l'intérieur des fours d'essais et des compartiments incendiés et} \\ h &= 9 \text{ W/m}^2\text{K} \quad , \text{ pour les faces en contact avec une zone non incendiée.} \end{aligned}$$

Par la distinction qui est faite,  $h$  est plus une propriété de l'ambiance que du matériau.

L'émissivité relative  $\varepsilon^*$  est définie comme le rapport entre le flux de chaleur radiative reçue par une surface et le flux qu'elle recevrait si elle-même et toutes les surfaces environnantes étaient des corps noirs. En ce sens, cette propriété ne dépend pas non plus uniquement du matériau. L'Eurocode 4 propose les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \varepsilon^* &= 0.50 \quad \text{pour l'acier et} \\ \varepsilon^* &= 0.56 \quad \text{pour le béton.} \end{aligned}$$

En l'absence d'information précise, l'Eurocode 1 [EC-12] recommande l'adoption de cette dernière valeur pour d'autres matériaux.

Les valeurs données ci-dessus pour le coefficient de convection et l'émissivité relative sont celles qui donnent le meilleur accord entre les mesures expérimentales et les résultats des calculs lorsque les conditions aux limites sont celles de l'équation 4.23 qui sera donnée au

chapitre suivant. Il ne faudrait pas accorder une portée trop grande à leur vraie signification physique.

La valeur donnée pour l'émissivité relative de l'acier de construction ne dépend ni de la nature, ni de la couleur d'un éventuel revêtement car, aux températures de 400 à 500°C qui sont rapidement atteintes en surface, le revêtement se dénature fortement sous l'effet de la chaleur.

Il existe cependant un cas où il convient de tenir compte de la nature du revêtement dans l'émissivité relative d'une surface métallique. C'est celui de la face non exposée d'une paroi isolante à base de tôles métalliques. Lorsque ce type de paroi est testé, le critère amenant la fin de l'essai est la température sur la face non exposée, la face froide. Sur cette face, la température ne peut dépasser 200°C en aucun point. Le revêtement de la tôle est donc intact durant toute la durée de l'essai et sa nature influence sensiblement la quantité de chaleur perdue par rayonnement vers l'ambiance. A titre d'exemple, on citera le cas de deux essais successifs réalisés à Liège sur des parois constituées de deux faces métalliques entre lesquelles avait été disposée une couche de matériau isolant. Pour le premier essai, les tôles étaient peintes d'une couleur sombre, et le rayonnement était directement perceptible en passant à proximité de la paroi. La paroi n'ayant pas respecté tous les critères lors de l'essai, un deuxième spécimen fut construit, avec une épaisseur d'isolant plus importante mais, sans qu'on n'y prête attention, les tôles utilisées lors du deuxième essai n'avaient pour tout revêtement que la couche de zinc, à l'état neuf, présentant presque un poli miroir. Cela n'a guère d'importance pour la face exposée où la galvanisation est rapidement détruite mais, sur la face non exposée, le rayonnement était presque imperceptible en passant devant la paroi. Cela n'était pas dû à des températures plus faibles. Les thermocouples montraient en effet que les températures de surface étaient plus élevées que lors du premier essai. Une rapide vérification tactile confirma d'ailleurs de manière douloureuse que les températures étaient effectivement assez élevées. La raison de ce comportement tient dans la faible émissivité relative de la surface couverte de zinc. Hammerlinck rapporte en effet pour ce type de revêtement des valeurs mesurées de l'ordre de 0.12 à 0.15 jusqu'à 400°C, température à laquelle l'émissivité relative monte brusquement à 0.80 ou 0.90 [HA91]. En conclusion, une tôle couverte de zinc rayonne beaucoup moins d'énergie qu'une tôle recouverte de peinture sombre.

Ceci amène à poser deux questions.

Premièrement, faudrait-il que la nature et la couleur du revêtement de la face non exposée soient rapportées dans le rapport d'essai, et faut-il limiter la validité de l'essai à des éléments qui auraient une émissivité supérieure ou égale à celle du spécimen testé? Mais dans ce cas, comment évaluer l'émissivité propre à tel revêtement ou à telle couleur? Il est en tout cas certain que si le premier essai de l'exemple cité avait réussi, on aurait retenu comme caractéristiques principales les épaisseurs des tôles et du matériau isolant ainsi que la nature de ce dernier, mais certainement pas la nature et la couleur du revêtement. Il est certain que n'importe quel responsable aurait, de bonne foi, accepté par la suite l'utilisation en situation réelle d'une paroi semblable dont le revêtement aurait été simplement galvanisé, sans savoir que la paroi réellement mise en place ne pourrait peut-être pas satisfaire aux critères de l'essai.

La deuxième question porte sur la pertinence des critères de température utilisés lors des essais. Quelle est en effet la paroi la plus dangereuse au point de vue de la transmission de l'incendie d'un compartiment à un autre ? Celle dont la température de surface est élevée mais qui ne rayonne pas d'énergie vers les objets proches comme le considèrent les méthodes d'essais actuelles, ou celle dont la température s'élève moins vite mais qui rayonne son énergie dans le compartiment. L'une transmet son énergie aux objets voisins par rayonnement mais l'autre pourrait en transmettre par contact aux objets qui la touchent. Pour ce dernier cas, ce n'est plus l'émissivité relative qui compte mais l'effusivité thermique. Dans les deux modes de transfert jouent des propriétés physiques ignorées par l'essai, celui-ci ne prenant d'information que sur les températures de surface. On peut se demander si un critère phénoménologique, semblable à celui de la boule de coton, ne paraît pas avantageusement remplacer cette mesure de température qui se donne l'apparence d'une méthode scientifique alors qu'elle n'est pas très représentative des phénomènes réellement en jeu. A notre connaissance, aucun travail sur le sujet n'a jamais été entrepris.

### 3.3 PROPRIETES MECANIQUES

#### 3.3.1 Modèles uniaxiaux

Dans sa thèse d'agrégation, J-C. Dotreppe utilisait un modèle écrit en terme de contraintes sous la forme suivant :

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{th} + \Delta\sigma_{crack} + \Delta\sigma_\varepsilon \quad (3.7)$$

avec  $\Delta\sigma_t$       incrément de contrainte totale à appliquer,  
 $\Delta\sigma_{th}$       incrément de contrainte thermique,  
 $\Delta\sigma_{crack}$     incrément de contrainte dû à la fissuration du béton et  
 $\Delta\sigma_\varepsilon$       incrément de contrainte à déformation constante créé par la modification de la loi  $\sigma - \varepsilon$  lors de l'échauffement du matériau.

A part ce modèle, les nombreux modèles publiés, tant pour l'acier que pour le béton, sont écrits en terme de déformation sous la forme suivante :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_i + \varepsilon_{th} + \varepsilon_m \quad (3.8)$$

avec  $\varepsilon_t$       déformation totale, liée aux déplacements par des relations géométriques,  
 $\varepsilon_i$       déformation initiale,  
 $\varepsilon_{th}$       déformation thermique définie comme celle qui se produit lors des variations de températures en-dehors de toute contrainte et  
 $\varepsilon_m$       déformation mécanique.

### 3.3.1.1 Déformation thermique

On n'observe pas de grande différence entre la dilatation thermique de différents types d'acier. La courbe de dilatation montre un ralentissement avec, dans certains cas, une phase passagère de contraction, pour des températures dans la plage de 750 à 850°C. Ce ralentissement est dû au changement de phase cristallographique et l'allure de la courbe à ce moment dépend essentiellement de la teneur en carbone [BR53]. Des essais rapportés par Cooke indiquent que pour des aciers de constructions, des vitesses d'échauffement comprises entre 10 K/min et 50 K/min conduisent à des courbes de déformation thermique très semblables, y compris durant la phase de transformation [CO88a]. La relation que nous avons introduite dans notre thèse de doctorat [FR87] a été retenue dans les Eurocodes. Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{th} &= -2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} T + 0.4 \cdot 10^{-8} T^2 & T \leq 750^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{th} &= 11 \cdot 10^{-3} & 750 < T \leq 860^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{th} &= -6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} T & 860 < T \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.9)$$

La figure 3.6 montre la courbe produite par cette relation avec le plateau à  $11 \cdot 10^{-3}$  qui représente le changement de phase durant l'échauffement. Durant le refroidissement, le même type de plateau apparaît également, mais à des températures et à un niveau plus bas. On a modélisé la transformation allotropique par un décalage du plateau depuis le niveau  $11 \cdot 10^{-3}$  vers le niveau  $9 \cdot 10^{-3}$  comme le montre la figure. Sur le même dessin, on a représenté la courbe utilisée au Japon par Furumura, [FU--] et [MI--]. On voit que la courbe est très proche de celle utilisée en Europe, à part la transformation cristallographique, négligée par Furumura.

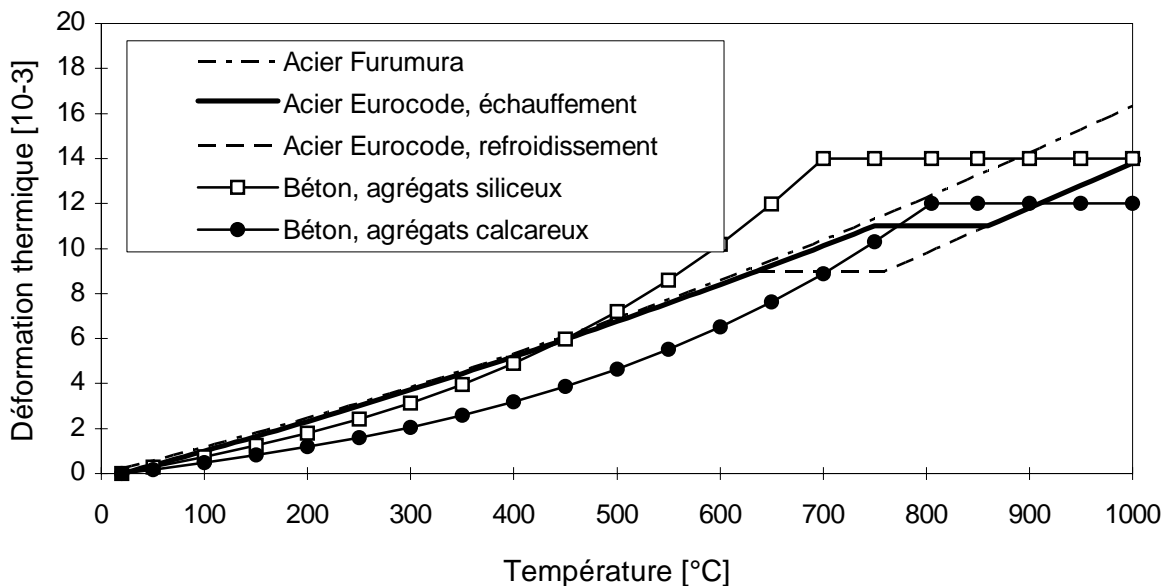


Fig. 3.6 : Déformation thermique de l'acier et du béton



Il est assez étonnant de constater que dans les mêmes documents, qu'il s'agisse de l'Eurocode 3 [EC-32] ou de l'Eurocode 4 [EC-42], l'effet du changement de phase est introduit aux alentours de 735°C, disons entre 680 et 790°C, pour la chaleur volumique, voir figure 3.1, mais entre 750 et 860°C pour la déformation thermique, voir figure 3.6. Il y a là comme une incohérence qu'il conviendrait de lever. Elle vient probablement du fait que les lois retenues pour les deux phénomènes n'ont pas été puisées à la même source.

Dans le béton, le caractère non linéaire de la déformation thermique est plus prononcé que dans l'acier. L'évolution est principalement gouvernée par la nature de l'agrégat principal. Les expressions choisies dans notre thèse de doctorat ont été retenues dans les Eurocodes si ce n'est que pour le béton d'agrégats siliceux, le plateau a été relevé de 12 à 14  $10^{-3}$ . La figure 3.6 donne également l'allure de ces expressions.

$$\varepsilon_{th} = -1.8 \cdot 10^{-4} + 9.0 \cdot 10^{-6} T + 2.3 \cdot 10^{-11} T^3 \leq 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{Agrégats siliceux} \quad (3.10a)$$

$$\varepsilon_{th} = -1.2 \cdot 10^{-4} + 6.0 \cdot 10^{-6} T + 1.4 \cdot 10^{-11} T^3 \leq 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{Agrégats calcaires} \quad (3.10b)$$

Les expressions reprises par les Eurocodes donnent une déformation thermique nulle pour une température de référence de 20°C. Pour la programmation de ces formules, il est nécessaire de calculer avec plus de précision la valeur exacte à introduire pour le terme indépendant afin d'obtenir exactement ce résultat. Si on programme les relations avec les valeurs des Eurocodes, on obtient à 20°C une petite déformation thermique parasite de 1 ou 2  $10^{-6}$  qui n'affecte en rien les résultats mais qui n'a pas de raison d'être. C'est pourquoi il est préférable de l'éliminer.

La présentation des dilatations des deux matériaux sur la même figure conduit à nuancer quelque peu l'affirmation souvent énoncée selon laquelle les dilatations thermiques de l'acier et du béton seraient très proches. Si on s'en tient aux relations recommandées, à 400°C par exemple, la dilatation de l'acier est de 65 % plus importante que celle d'un béton de calcaire.

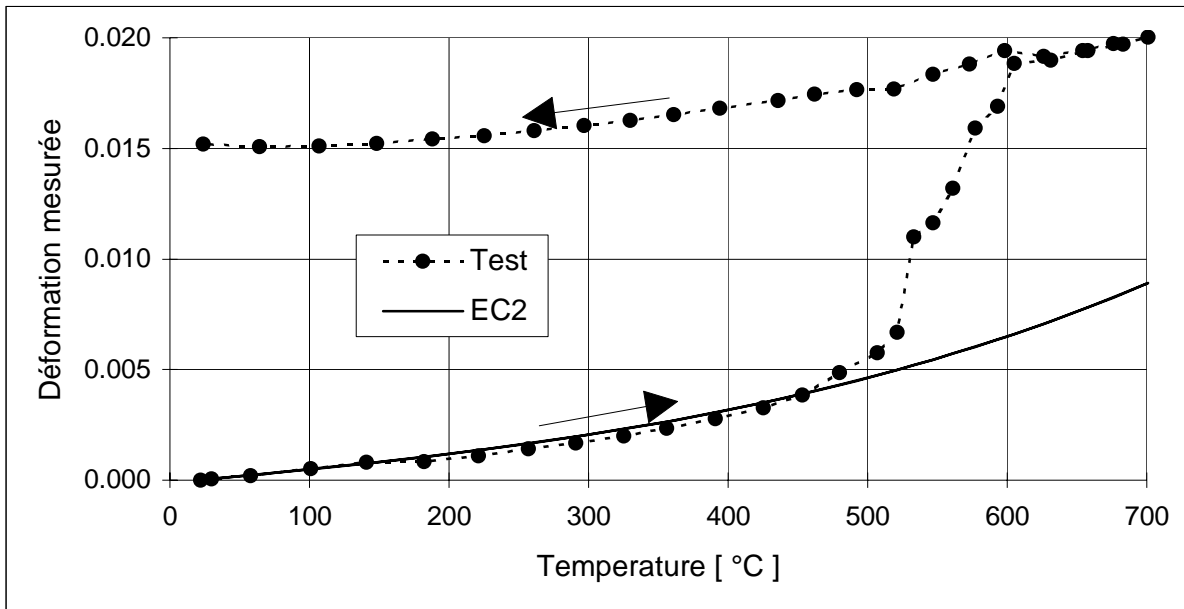
Les courbes fournies pour le béton correspondent à celles qu'on observe pour des éprouvettes non chargées, ce qui est la manière habituelle de mesurer la dilatation thermique pour les autres matériaux. On verra par la suite que le comportement réel du béton est plus complexe.

Ces courbes intègrent d'office l'effet du retrait du béton qu'il est très difficile de séparer expérimentalement de la dilatation thermique.

En cours de refroidissement, la dilatation thermique du béton a un caractère irréversible très marqué. On observe une déformation résiduelle à la fin du cycle de chauffage-refroidissement. Grâce au soutien accordé par le Fonds National de la Recherche Scientifique à l'occasion du Prix Ferdinand de Waele du F.N.R.S., nous avons pu réaliser à Liège une série de 6 essais afin de quantifier ce phénomène. Celui-ci joue un rôle dans les

structures soumises à des courbes d'incendie réel comprenant une phase d'extinction au cours de laquelle les températures décroissent. Six éprouvettes cylindriques de béton de calcaire ont été chauffées jusqu'à des températures maximales de 502, 549, 597, 601, 666 et 700°C avant d'être ramenées à température ambiante [FR93a]. Les essais ont été menés suivant la procédure qui était recommandée par le comité 74-THT de la RILEM [RI90], c'est-à-dire des augmentations ou diminutions de températures dans le four par pas de 30°C en 30 minutes suivies à chaque fois d'une période de stabilisation de 120 minutes. Cette procédure entraîne des durées d'essais assez longues et, suite aux travaux du comité TC-129 MHT auxquels nous avons participé, les dernières recommandations de la RILEM proposent un échauffement continu dont la vitesse est limitée par le diamètre des éprouvettes afin d'y maintenir les gradients thermiques à un niveau acceptable [RI97].

La figure 3.7 donne l'allure typique des courbes obtenues, dans ce cas pour une température maximale de 700°C. En plus de l'évolution de la déformation thermique observée durant l'échauffement puis durant le refroidissement, on a porté la courbe recommandée par l'Eurocode 2 pour ce type de béton, éq. 3.10b. Les valeurs observées durant l'essai pendant la phase d'échauffement sont en bon accord avec les recommandations jusqu'à une température d'environ 500°C. Suivant le point de vue où on se place, on peut en conclure : soit que l'essai apporte une nouvelle confirmation de la validité de l'équation proposée par l'Eurocode, soit que la bonne concordance montre la validité du processus expérimental. Le fait que la concordance avec une courbe théorique ait été observé dans les six essais démontre en tout cas la reproductibilité de l'expérience.



**Fig. 3.7 : Déformation mesurée lors d'un essai**

L'importante augmentation de la dilatation thermique qui est observée entre 500 et 600°C est probablement attribuable à des macro fissures causées par les contraintes thermiques qui existent entre les agrégats et la pâte de ciment. Ces macro fissures étaient en effet clairement visibles sur les éprouvettes après les essais. Dans ces essais, les contraintes

thermiques ne sont pas accompagnées des contraintes mécaniques qui existent normalement toujours dans la réalité. Or, un très faible niveau de compression suffirait à fermer ces fissures d'origine thermique et tendrait à rapprocher les valeurs expérimentales des valeurs théoriques. Dans les nouvelles recommandations de la Rilem [RI97], outre une durée d'essai plus courte, il est aussi prévu d'appliquer une contrainte de compression de 0.01 MPa pour limiter la formation de ces macrofissures. Il faut aussi faire remarquer que chaque essai dure en général plusieurs jours, ce qui laisse plus de temps que lors d'un incendie réel pour que se développent certaines réactions chimiques qui sont aussi source de changement de volume.

Le fait que les dilatations thermiques ne reviennent pas à zéro lorsque le matériau se refroidit est en bon accord avec ce qui a été rapporté par ailleurs, [DI87] [HA87a] et [KO92]. La discussion précédente sur les macro-fissures pose toutefois la question de savoir si ce sont réellement les déformations thermiques du matériau qui sont irréversibles ou si la déformation rémanente observée lors des essais est uniquement due à ces fissures. L'observation des éprouvettes après essai montre clairement que des fissures ouvertes demeurent et qu'elles ont donc influencé les mesures à partir de leur apparition jusqu'à la fin de la période de refroidissement. Admettons que la déformation mesurée est la somme de deux contributions, chacune attribuable à un des deux phénomènes. On écrit alors l'équation suivante :

$$\varepsilon_{\text{test}} = \varepsilon_{\text{th}} + \varepsilon_{\text{crack}} \quad (3.11)$$

avec  $\varepsilon_{\text{test}}$  déformation observée,  
 $\varepsilon_{\text{th}}$  déformation thermique et  
 $\varepsilon_{\text{crack}}$  déformation causée par les fissures.

Si on admet que, en phase d'échauffement, la relation proposée par l'Eurocode représente de manière satisfaisante la déformation thermique, alors la déformation causée par les fissures durant l'échauffement est donnée par la relation suivante :

$$\varepsilon_{\text{crack}} = \varepsilon_{\text{test}} - \varepsilon_{\text{EC2}} \quad (3.12)$$

où  $\varepsilon_{\text{EC2}}$  est donné par l'équation 3.10b.

Si, comme semblent le montrer les éprouvettes après essai, cette déformation due aux fissures garde en cours de refroidissement sa valeur maximale, à cause de l'absence de toute contrainte axiale dans l'éprouvette lors de l'essai, on peut écrire, en tenant compte de l'équation 3.12 :

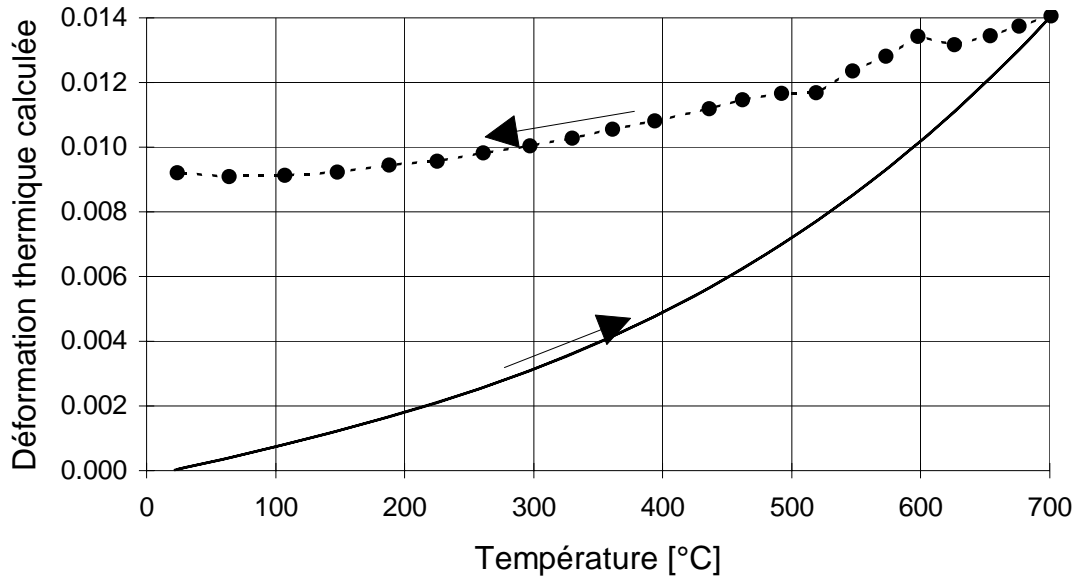
$$\varepsilon_{\text{crack}}(T) = \varepsilon_{\text{crack}}(T_{\text{max}}) = \varepsilon_{\text{test}}(T_{\text{max}}) - \varepsilon_{\text{EC2}}(T_{\text{max}}) \quad (3.13)$$

avec  $T$  température de l'éprouvette à un instant donné et  
 $T_{\text{max}}$  température maximale ayant existé dans l'éprouvette à cet instant.

Il est alors possible, en combinant les équations 3.11 et 3.13, de calculer la déformation thermique en phase de refroidissement par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{th}(T) = \varepsilon_{test}(T) - (\varepsilon_{test}(T_{max}) - \varepsilon_{EC2}(T_{max})) \quad (3.14)$$

L'utilisation de l'équation 3.14 appliquée aux résultats de la figure 3.7 permet de dessiner la figure 3.8.



**Fig. 3.8 : Déformation thermique calculée pour un essai**

On remarque bien sur la figure l'hypothèse utilisée suivant laquelle c'est la courbe de l'Eurocode qui donne la déformation thermique lors de l'échauffement. On a fait subir à la courbe de refroidissement mesurée de la figure 3.7 un glissement vers le bas pour qu'elle corresponde à la courbe théorique en  $T = T_{max}$ . Sur la figure 3.9, on a reporté les courbes ainsi calculées à partir des résultats des 6 essais. On remarque que les 6 courbes ont la même allure, mais que la déformation rémanente augmente avec la température maximale atteinte.

Sur base de ces essais et des autres résultats trouvés dans la littérature, on a introduit dans le programme SAFIR les relations suivantes pour la déformation thermique du béton.

$$\varepsilon_{th}(T) = \varepsilon_{EC2}(T) \quad T = T_{max} \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{th}(T) = \varepsilon_{20}(T_{max}) + \varepsilon_{rev}(T_{max}) (0.60 T_r + 0.40 T_r^2) \quad T < T_{max}$$

$$\text{où } \varepsilon_{rev}(T_{max}) = \varepsilon_{EC2}(T_{max}) - \varepsilon_{20}(T_{max}) \quad (3.16)$$

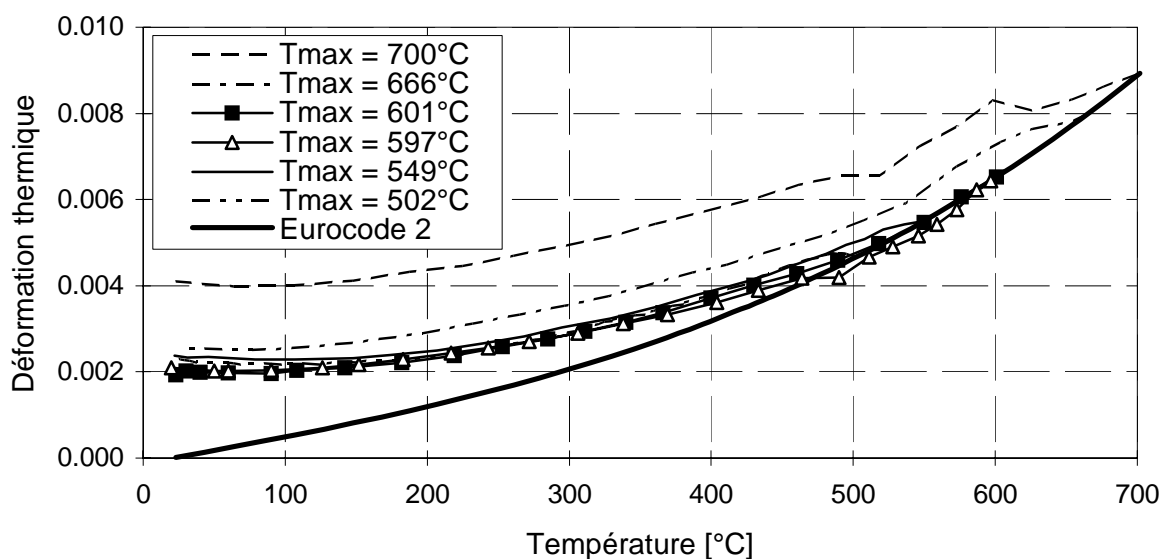
$$T_r = (T - 20) / (T_{max} - 20) \quad (3.17)$$

avec  $\varepsilon_{EC2}$  déformation donnée par l'Eurocode 2, éq. 3.10b,  
 $T_{max}$  température maximale rencontrée,

$\varepsilon_{rev}$  déformation réversible,  
 $\varepsilon_{20}$  déformation rémanente à 20°C, voir tableau 3.2,

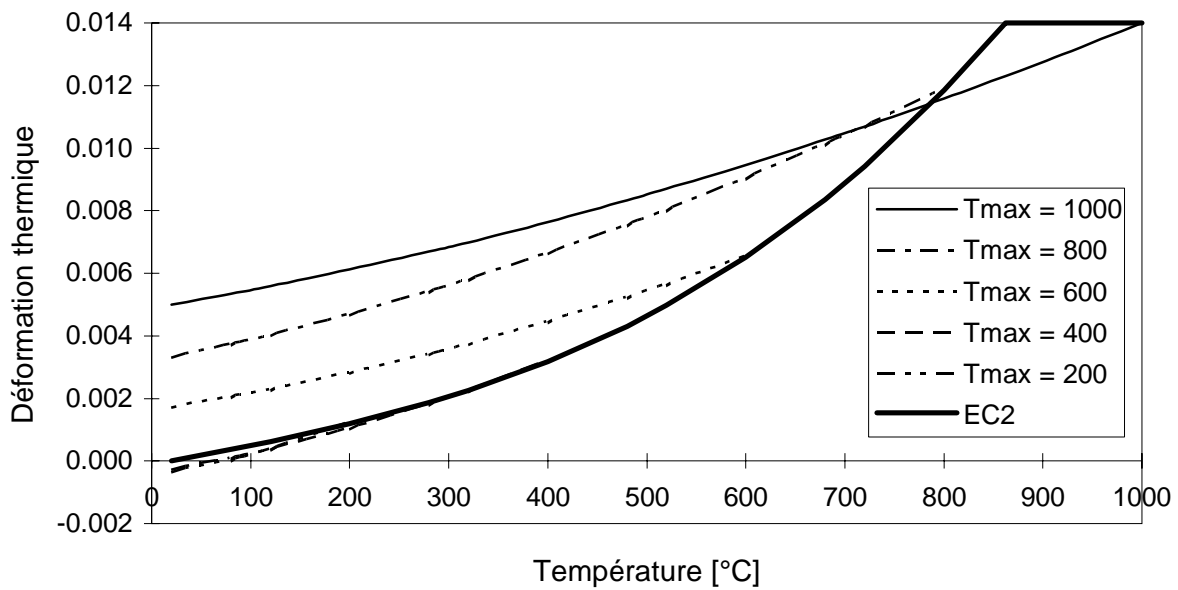
$T_{max}$ [°C]	$\varepsilon_{20}$ [ $10^{-3}$ ]
20	0.00
300	- 0.58
400	- 0.29
600	1.71
800	3.29
> 900	5.00

**Tableau 3.2 : Déformation rémanente**



**Fig. 3.9 : Déformation thermique calculée pour 6 essais**

Les valeurs du tableau 3.2 proviennent d'essais effectués par Schneider en 79 et repris dans [RI85]. La figure 3.10 est l'expression graphique de l'équation 3.15.



**Fig. 3.10 : Proposition pour la déformation thermique**

### 3.3.1.2 Traitement du fluage

La question la plus importante concernant la déformation mécanique est de savoir s'il faut intégrer dans sa formulation une composante qui est explicitement destinée à prendre en compte le comportement visqueux, c'est-à-dire le fluage, ou si cette composante peut être intégrée de manière implicite dans la loi contrainte-déformation. Dans ce cas, cette loi est adoucie, décalée vers les plus grandes déformations par rapport à une loi qu'on pourrait mesurer lors d'un essai "rapide". Pour savoir de quelle quantité il faut décaler la loi, on peut procéder à des essais de mise en charge "lente" menés chacun à une température différente. On peut aussi charger l'éprouvette à température ambiante puis l'échauffer progressivement en gardant la charge constante. Cette procédure est plus proche de ce que subit le matériau lors d'un incendie réel, surtout pour les structures en acier.

L'argument le plus percutant en faveur de l'introduction d'un terme explicite de fluage est que ce phénomène existe, qu'il est observé lors de certains essais expérimentaux et que sa prise en compte la plus précise possible ne peut que favoriser la bonne concordance entre les prévisions du calcul et la réalité. C'est là un argument indiscutable. Si le fluage joue un rôle important dans le comportement au feu des structures, pourquoi ne pas en tenir compte ? Et si, dans certains cas, ce phénomène joue un rôle moins déterminant, le modèle explicite reflétera cette réalité et donnera aussi des résultats précis.

Il est, par contre, une manière incorrecte mais très souvent utilisée de montrer la nécessité de prendre en compte le fluage de manière explicite : c'est de comparer les résultats d'un modèle qui comporte un terme explicite de fluage, d'abord en utilisant le modèle complet, puis en utilisant le même modèle duquel on a retiré le terme de fluage. En procédant de la sorte, on peut trouver des cas où des différences sensibles apparaissent. Cependant, cette comparaison ne peut avoir qu'une conclusion : que, dans les exemples envisagés, le

phénomène de fluage joue un rôle important. On n'a en rien montré qu'un modèle prenant le fluage en compte de manière implicite serait incapable de reproduire les essais en question. Pour prendre une comparaison dans le domaine automobile, toute voiture équipée d'un système de direction assistée devient inconduisible si ce système ne fonctionne pas, lorsque le moteur est à l'arrêt par exemple. Cela montre effectivement qu'il est important de pouvoir diriger les roues pour conduire un véhicule. Cela ne montre en rien qu'il soit impossible d'y arriver avec un système de direction manuelle.

Pour soutenir la thèse inverse, en faveur d'une prise en compte implicite du fluage, il est un argument parfois invoqué qui doit aussi être rejeté : celui du surcroît de calcul lié à la prise en compte explicite. Avec les moyens de calcul actuels, ou bien la structure possède un petit nombre de degrés de liberté et le temps de calcul est faible, même s'il faut en consacrer un peu plus au niveau de la loi constitutive en chaque point d'intégration, ou bien la structure possède un très grand nombre de degrés de liberté et ce sont les résolutions successives du système d'équations exprimant l'équilibre global qui consomment la plus grande partie du temps de calcul.

Le premier type de problème parmi ceux qui ont freiné la généralisation des lois constitutives avec terme de viscosité est lié à la modélisation théorique. Non pas que les modèles théoriques manquent. C'est plutôt le problème inverse. De nombreux modèles ont été développés, validés et utilisés par divers auteurs pour le fluage des matériaux en cas d'incendie. Pour l'acier, on peut citer ceux de Dorn [DO54], Harmathy [HA67] et [HA70], Plem [PL75], Anderberg [AN83], Fujimoto et al. [FU81].

Pour le béton, les plus connus sont ceux de Anderberg et Thelanderson [AN76a], Schneider [SC82], Furumura et al. [FU88], Bazant [BA85].

Le fait qu'aucun de ces modèles n'ait vraiment réussi à s'imposer au plan international n'a pas servi la cause de ceux qui pensent absolument nécessaire de tenir compte du fluage de manière explicite.

Cela est probablement dû, pour l'acier, à l'extrême sensibilité du phénomène à la composition chimique et au mode de fabrication du matériau, comme l'avaient remarqué Anderberg [RI83], ou Becker et al. [BE74]. De ce fait, un modèle particulier donne en général des résultats peu satisfaisants lorsqu'on l'utilise pour simuler les essais qui ont servi de base à la mise au point d'un autre modèle. La base du problème tient donc en fait à la nature même du phénomène. Pour des essais de laboratoire, il est toujours théoriquement possible de réaliser des essais de caractérisation du type d'acier particulier utilisé, de manière à calibrer le modèle pour ce matériau. Pour des calculs d'avant-projet, par contre, il n'est guère possible que d'utiliser des caractéristiques "moyennes" des propriétés de l'acier qui, idéalement, devraient avoir été déterminées sur une base expérimentale la plus large possible. Il n'est pas certain que les résultats d'un quelconque modèle de fluage explicite basé sur des caractéristiques moyennes seraient beaucoup plus précis que les résultats du modèle de fluage implicite qui donne un fluage moyen.

Pour le béton, les deux modèles qui ont connu le plus grand retentissement sont celui de Anderberg [AN76a] et celui de Schneider [SC82]. Le premier modèle appelle une critique assez fondamentale dans la mesure où, pour Anderberg, le fluage est proportionnel à la déformation thermique  $\varepsilon_{th}$ . Or, expérimentalement, on observe que ce sont surtout les granulats qui se dilatent en s'échauffant

alors que c'est surtout au sein de la pâte de ciment que se développe le fluage. On ne voit donc pas très bien d'où, physiquement, pourrait venir la corrélation entre les deux phénomènes. C'est pourquoi, dans une analyse plus fouillée du problème, nous avons été amené à nous intéresser au modèle de Schneider. Les travaux entrepris à ce sujet seront décrits au 3.3.1.4.

Si on accepte de tenir compte des effets différés par un adoucissement de la loi contrainte-déformation, il faut être conscient que les lois qu'on utilise ne sont valables que dans une certaine plage de vitesse de mise en charge ou, en cas d'incendie, de vitesse d'échauffement. Divers auteurs ont montré que, avec l'échelle de temps rencontrée en cas d'incendie, c'est-à-dire le plus souvent entre une demi-heure et deux heures, les effets de fluage dépendent assez peu de la vitesse d'échauffement. Bien entendu, il ne faudrait pas extrapoler les lois obtenues sur base d'essais réalisés avec cette échelle de temps vers une échelle de temps plus grande, de l'ordre de plusieurs jours ou plusieurs semaines par exemple. Il n'est donc pas question d'utiliser ces lois telles quelles pour modéliser une enceinte de confinement d'un réacteur nucléaire soumise à surchauffe accidentelle, ou des structures métalliques rencontrées dans certains processus industriels et dont la température est en permanence de plusieurs centaines de degrés centigrades. De la même manière, on peut d'ailleurs aussi s'interroger sur ce que des modèles de fluage explicite qui ont été calibrés sur base d'essais d'une ou deux heures donneraient si on les appliquait à ces situations où l'échelle de temps devient la semaine. Les mêmes restrictions devraient probablement être formulées.

Une des raisons les plus fortes parmi celles qui ont conduit au choix du modèle implicite dans les Eurocodes est d'ordre pratique. Si le fluage est pris en compte de manière implicite, par un adoucissement de la loi contrainte-déformation, alors le temps n'intervient pas dans le comportement de la structure. Celui-ci n'est plus gouverné que par la température. Il est donc possible de découpler les deux aspects, thermique et statique, et de donner, par exemple, des tables ou des formules donnant la charge admissible en fonction de la température ou, à l'inverse, la température critique en fonction du taux de chargement. Le temps qui a été nécessaire pour atteindre la température en question ne joue aucun rôle. Si le temps intervenait de manière explicite dans les modèles, il deviendrait impossible d'établir tout outil pratique de dimensionnement puisque, pour chaque élément de structure métallique et chaque taux de chargement, la température critique serait fonction du type et de la marque commerciale du produit de protection thermique employé, de son épaisseur, ainsi que de la courbe d'incendie utilisée. Chaque cas devrait être analysé en particulier. Si on réalise en outre que lors d'un incendie réel l'histoire des températures dans le compartiment risque d'être très différente de ce qui a été admis pour le calcul, surtout si on utilise des courbes d'incendie nominales, on peut se demander où se situerait la plus grande précision soit-disant apportée par la prise en compte explicite du fluage.

Pour les raisons expliquées ci-dessus, nous avons toujours opté pour des modèles de fluage explicite. Cette position est aussi celle de nombreux autres chercheurs parmi lesquels Hoffend [HO86], ou Rubert et Schaumann [RU85]. C'est celle qui a prévalu lors de la rédaction des différents Eurocodes. On exposera par la suite, lors du paragraphe 3.3.1.4 consacré au modèle de Schneider, certains travaux que nous avons menés sur le sujet et comment ceux-ci nous ont conforté dans cette opinion.



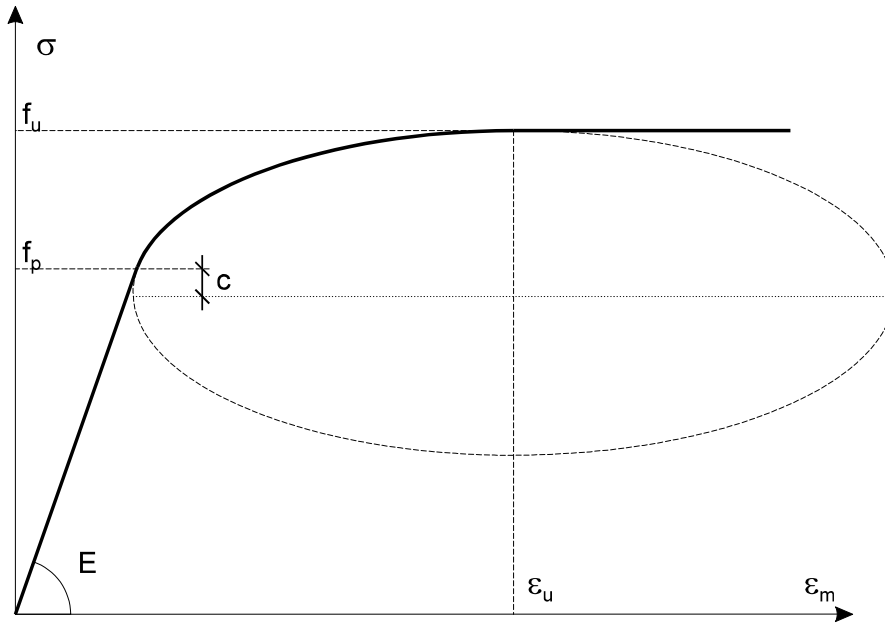
### 3.3.1.3 Déformation mécanique dans l'acier

Les premiers modèles établis pour représenter le comportement de l'acier en cas d'incendie avaient pour but de permettre l'utilisation des méthodes simples de calcul. On remarque, à la lecture des premiers articles consacrés au sujet, que la philosophie, l'approche utilisée consistait à essayer d'extrapoler vers les hautes températures les comportements observés et les connaissances acquises à température ambiante. Le point de départ était la loi contrainte-déformation utilisée à 20°C, élastique-parfaitement plastique par exemple, et les paramètres nécessaires à sa description, le module de Young et la limite élastique dans ce cas. La question principale était de savoir de quelle manière ces paramètres seraient affectés par l'élévation de la température. On ne compte plus le nombre d'essais réalisés pour connaître la diminution du module de Young et de la limite élastique avec la température. En raisonnant de la sorte, cependant, on s'enfermait dans la logique du comportement élastique-parfaitement plastique. La loi contrainte-déformation considérée gardait obligatoirement la même forme à chaud qu'à froid, avec la conséquence que certains comportements physiques ne pouvaient pas être représentés convenablement ; on pense au flambement, par exemple. Des notions particulières devaient être utilisées comme la limite élastique à 0.2 %, à 0.5 % ou à 2 %, l'une ou l'autre étant choisie suivant le type de structure, le type de sollicitation ou la méthode de calcul. En fait, on essayait d'obtenir la meilleure correspondance possible entre, d'une part, une courbe gardant la même forme qu'à 20°C et, d'autre part, le comportement réel du matériau à température élevée. Différentes limites élastiques étaient utilisées suivant l'ordre de grandeur estimé des déformations existant dans la structure au moment de la ruine.

Le modèle élastique-parfaitement plastique fut tout naturellement utilisé dans les premiers modèles numériques pour le comportement des structures en condition d'incendie, [BE74] et [FO82]. Dans notre thèse de doctorat [FR87], nous avons signalé que de meilleurs résultats pouvaient être obtenus par l'utilisation de relations bilinéaires dans lesquels le plateau n'est plus horizontal mais permet une augmentation continue de la contrainte. A l'heure actuelle, nombreux sont encore les programmes de calcul qui sont publiés avec l'hypothèse élastique-parfaitement plastique.

Pour modéliser le comportement du matériau en vue d'une simulation numérique, il est évidemment préférable de prendre les relations contrainte-déformation expérimentales comme point de départ, de trouver une expression analytique permettant de représenter ces courbes, même si elle est différente de celle qu'on utilise à 20°C, et finalement de déterminer pour chaque température la valeur des divers paramètres qui interviennent dans cette expression analytique. C'est l'approche qu'ont suivie Rubert et Schaumann [RU85] dans les travaux qui ont servi de base aux lois adoptées dans les Eurocodes. Afin d'établir un modèle de comportement où le fluage serait pris en compte de manière implicite, ils ont réalisé au centre de recherche de la firme KRUPP, des essais transitoires de flexion sur des poutrelles IPE80 et

IPE120. Les poutrelles furent sollicitées à différents niveaux de charge et soumises à échauffement, avec une vitesse variant entre 2.67 et 32°C/min. Dans chaque spécimen, la température était uniforme mais différents niveaux de contrainte et de déformations existaient à différents endroits. L'expression analytique choisie correspond à la courbe élastique-elliptique-parfaitement plastique représentée à la figure 3.11.



**Fig. 3.11 : Modèle élastique-elliptique-plateau**

Les quatre paramètres nécessaires pour caractériser ce type de courbe sont :  
 le module à l'origine  $E$ ,  
 la limite de proportionnalité  $f_p$ ,  
 la contrainte ultime  $f_u$  et  
 la déformation ultime  $\epsilon_u$ .

L'équation de la partie elliptique a si souvent été recopiée avec des erreurs qu'il n'est pas inutile de la rappeler ici.

$$\sigma = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\epsilon_u - \epsilon_m)^2} + f_p - c \quad (3.18)$$

et

$$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon_m} = \frac{b(\epsilon_u - \epsilon_m)}{a \sqrt{a^2 - (\epsilon_u - \epsilon_m)^2}} \quad (3.19)$$

$$\text{avec } a^2 = \frac{E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)^2 + c(\varepsilon_u - \varepsilon_p)}{E} \quad (3.20)$$

$$b^2 = E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)c + c^2 \quad (3.21)$$

$$c = \frac{(f_u - f_p)^2}{2(f_p - f_u) + E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_p = f_p / E \quad (3.23)$$

Chaque essai a été recalculé numériquement afin de déterminer les valeurs des quatre paramètres qui donnaient la meilleure correspondance entre les courbes de déplacement mesurées et les courbes calculées. La valeur de la déformation ultime  $\varepsilon_u$  a été fixée à 2 %, quelle que soit la température, ce qui semble résulter plus d'un choix arbitraire que d'observations. La valeur des trois autres paramètres a été déterminée de 100 en 100 degrés et on a admis une variation linéaire sur la température entre ces points. Ce choix, apparemment anodin, n'est pas sans conséquence comme on le verra dans le chapitre 10 consacré au flambement des poteaux. Il est étonnant que, pour une température  $T$  fixée, on se soit donné du mal pour obtenir une relation  $\sigma - \varepsilon_m$  continûment dérivable, éq. 3.18 à 3.23, alors que pour une contrainte  $\sigma$  constante, ce qui est plus proche de la situation réelle, on ait admis une variation  $\varepsilon_m - T$  par parties linéaires. La relation  $\varepsilon_m - T$  est continue, mais présente un cassement de pente tous les 100°C. Ainsi, la courbe de résistance calculée pour une structure en acier, c'est-à-dire l'évolution de sa capacité portante en fonction de sa température, présente une forme multilinéaire qui est peu probable en réalité.

Cette forme analytique a été adoptée dans les Eurocodes pour tous les types d'acier. C'est la manière dont varient les trois paramètres essentiels qui marque la distinction entre les divers types d'acier ; acier de construction, de béton armé, de précontrainte, ... Pour un même type d'acier, la loi contrainte-déformation est normalisée par rapport à la limite élastique à 20°C.

Pour ne pas obtenir une ductilité numérique infinie, une branche linéaire décroissante a été introduite, débutant pour une déformation de 15 % et annulant la contrainte pour un allongement de 20 %. Ces deux valeurs paraissent également arbitraires. Il faudrait peut-être essayer de les caractériser de manière plus précise, notamment dans les barres à béton car elles conditionnent la capacité de rotation des rotules. Cela indiquerait si la redistribution des sollicitations est possible et justifierait le calcul plastique des poutres en béton armé.

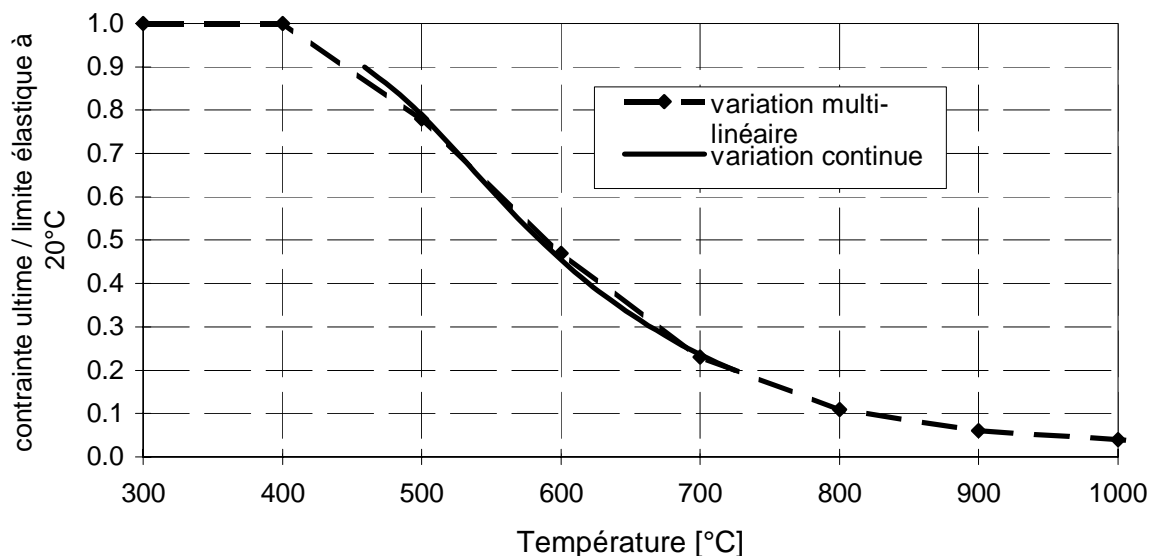
Pour les aciers de construction, la variation de la contrainte ultime  $f_u$  est assez continue et il a été possible de trouver une expression analytique qui la représente. Assez curieusement, dans l'Eurocode 3 [EC-32], la variation multilinéaire est donnée sous forme de tableau dans le paragraphe consacré aux lois de matériau, et il faut l'utiliser si on cherche une charge ultime pour une température donnée, alors que la forme continue est donnée sous

forme inverse dans le paragraphe où on calcule la température critique en fonction du taux de chargement. La relation donnée est la suivante.

$$\theta_{cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_o^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (3.24)$$

avec  $\theta_{cr}$  température critique en °C et  
 $\mu_o$  taux de chargement.

Pour les éléments les plus simples, comme les barres tendues, le taux de chargement est égal au rapport entre la contrainte appliquée et la valeur de la limite élastique à froid. La figure 3.12 montre la comparaison entre la variation multilinéaire issue du tableau et la relation 3.24 qui est valable pour  $\mu_o \in [0.2 ; 0.9]$ .



**Fig. 3.12 : Variation de la contrainte ultime**

On vient d'expliquer qu'il était préférable, pour simuler numériquement le comportement au feu des structures, d'abandonner le diagramme élastique-parfaitement plastique et de se tourner vers un diagramme non linéaire. C'est ce qui est proposé dans l'Eurocode et on peut considérer qu'il s'agit d'un progrès par rapport à la situation antérieure. Le choix de ce type de loi n'est pas sans conséquence sur les calculs menés à l'aide des méthodes simples. Celles-ci sont presque toujours l'extrapolation directe d'une méthode établie pour les températures ambiantes. Simplement, là où, à 20°C, on utilisait la limite élastique, on utilise à chaud la contrainte ultime de l'acier. Or, si à froid on peut atteindre la limite élastique pour une déformation qui est de l'ordre de  $1 \text{ à } 2 \times 10^{-3}$ , la contrainte ultime de l'acier n'est obtenue, en cas de température élevée, que pour une déformation de  $20 \times 10^{-3}$ .

Quelle est, par exemple, la validité d'une courbe d'interaction flambement-flexion dont un des points d'appui est le plein moment plastique de la section, lorsque la déformation qu'il faut atteindre pour plastifier complètement la première fibre est multipliée par 10 ? A notre connaissance, la question n'a jamais été posée clairement et, en tout cas, la réponse n'y a pas été apportée. C'est une des raisons qui ont motivé l'étude sur les méthodes de calcul simples des éléments en acier qui est décrite au chapitre 12.

En cas de refroidissement après échauffement, on observe en général que l'acier de construction retrouve ses propriétés mécaniques originales en tout cas lorsque la température maximale n'a pas dépassé les 600°C. Pour des températures maximales plus élevées, la chute de résistance dépend du type d'acier. Dans le cadre du Prix de Waele du FNRS, nous avons pu mesurer sur des barres de 12 et 25 mm. en acier Tempcore que la limite élastique rémanente chute de 30 N/mm<sup>2</sup> lorsque la température maximale passe de 600 à 680 °C [FR93a]. Il a aussi été montré que la forme du diagramme contrainte-déformation n'était pas modifiée après un échauffement jusqu'à 680°C. Des informations quantitatives supplémentaires sont disponibles dans la littérature spécialisée. On consultera par exemple les ouvrages rédigés par Behets [BE75], Dehaan [DE83], Cooke et Rodger [CO85] ou par Kirby et al. [KI86]. Les informations les plus importantes de ces publications ont été résumées dans une note synthétique à l'usage des étudiants [FR91].

Lorsqu'il s'agit de cadres métalliques ayant subi un incendie, on a coutume de citer la phrase célèbre lancée par Roger Wildt pour résumer la situation :

*"If it's bended, cut it.  
If it's straight, paint it".*

Il faut toutefois prêter une attention particulière aux éléments en béton précontraint car l'acier de précontrainte subit des pertes de résistance rémanente dès que sa température maximale a dépassé les 250°C [HO82].

Des essais récemment effectués à Cardington sur un bâtiment réel à 8 niveaux montrent que, en cas d'incendie localisé, il existe un risque de rupture au niveau des connections entre une poutre qui se contracte lors de son refroidissement et le reste de la structure qui n'a pas été affecté par l'incendie. Des études sur ce sujet devraient être entreprises prochainement en Angleterre.

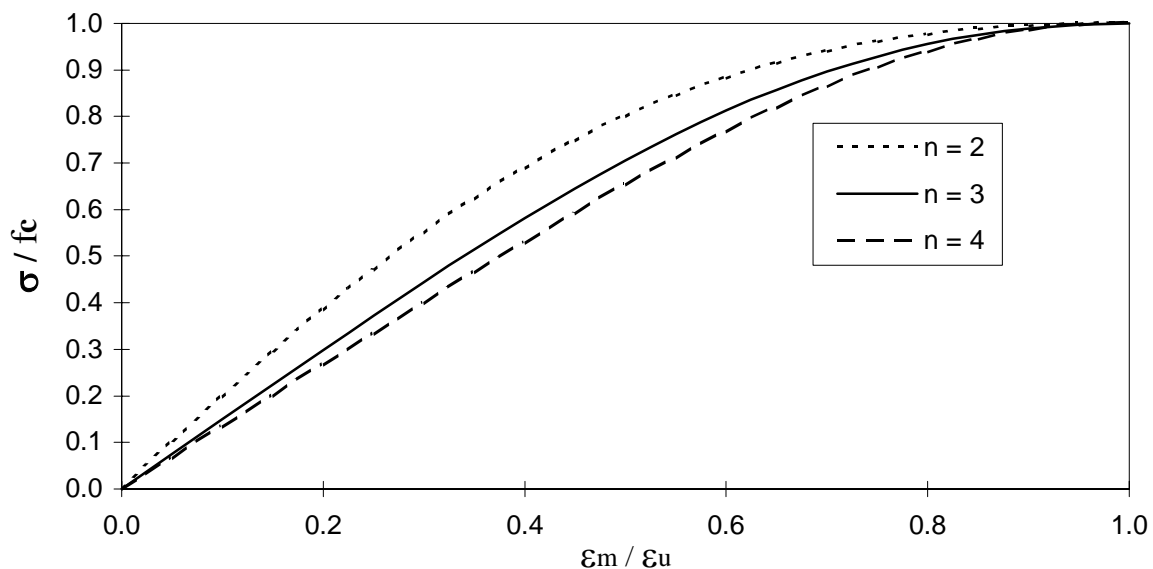
### 3.3.1.4 Déformation mécanique dans le béton

Se basant sur les mêmes arguments que ceux développés à propos de l'acier et, peut-être, dans un souci de cohérence, le comité de rédaction de l'Eurocode 2 [EC-22] a également fait le choix d'un modèle où le fluage serait pris en compte de manière implicite. L'expression proposée initialement par Schneider [SC82] ayant par la suite été appliquée avec un certain succès dans notre thèse de doctorat recueille assez rapidement l'assentiment général. Son équation est la suivante :

$$\frac{\sigma}{f_c(\theta)} = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)} \frac{n}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)}\right)^n} \quad (3.25)$$

avec  $f_c(\theta)$  résistance à la compression du béton,  
 $\theta$  température en °C,  
 $\varepsilon_u(\theta)$  déformation correspondant à  $f_c(\theta)$ , et  
 $n$  scalaire réglant la non linéarité de la courbe.

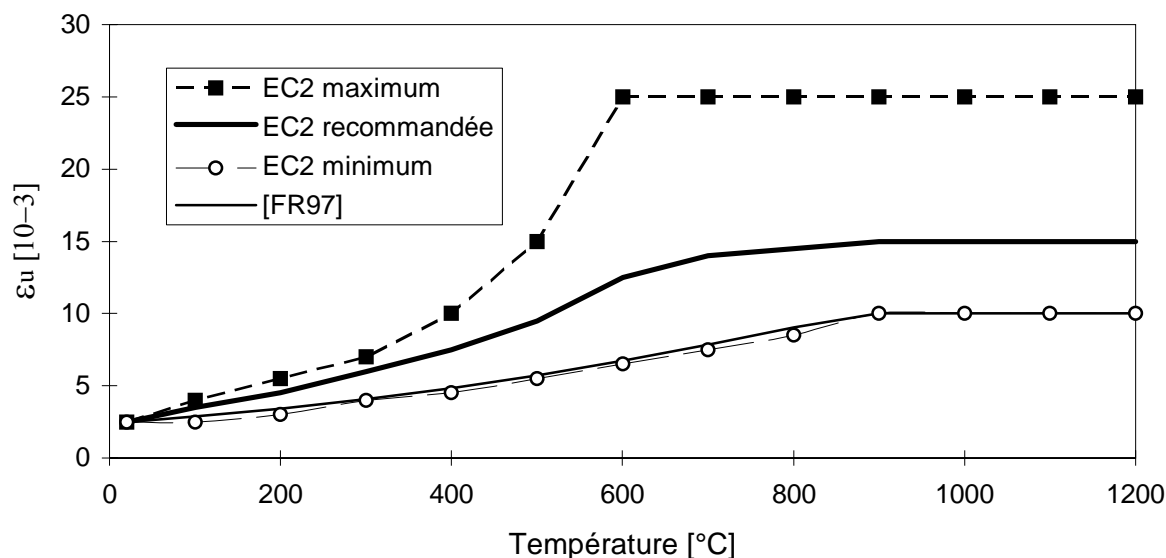
Pour des bétons ordinaires, on prend  $n = 3$ . La figure 3.13 montre l'influence de ce paramètre, ainsi que l'allure de la courbe recommandée, correspondant à  $n = 3$ .



**Fig. 3.13 : Loi contrainte-déformation du béton**

Les opinions divergeaient par contre totalement à propos de la déformation ultime  $\varepsilon_u$  entre, d'une part, ce qu'on pourrait appeler le groupe Belgo-Luxembourgeois et, d'autre part, l'école de Braunschweig. Le premier groupe proposait des valeurs beaucoup moins élevées, valant au maximum  $10 \times 10^{-3}$ , conformément à ce qui était utilisé à l'époque dans le

programme CEFICOSS [FR97], alors que l'école allemande proposait des courbes beaucoup plus souples, avec une déformation ultime beaucoup plus grande, allant jusqu'à  $25 \times 10^{-3}$ . Ce rappel historique explique comment le comité de rédaction en vint à "décider" de proposer pour la déformation ultime une plage de valeurs admissibles comprise entre une courbe minimum et une courbe maximum visibles sur la figure 3.14. De manière très diplomate, on proposa aussi, pour chaque température, une valeur recommandée qui était pratiquement la moyenne des deux valeurs extrêmes.



**Fig. 3.14 : Valeurs de la déformation ultime**

Cette situation n'était pas vraiment satisfaisante. D'abord parce que les valeurs admissibles sont fort éloignées l'une de l'autre. A 600°C, il existe presque un rapport de 4 entre la valeur maximale et la valeur minimale. On peut imaginer que des différences de résultats appréciables existeraient donc entre deux calculs menés chacun en conformité avec l'Eurocode 2 mais où on n'aurait pas adopté la même évolution pour la déformation ultime du béton. Ensuite parce que la solution retenue, celle d'une courbe moyenne recommandée, semble relever plus de savants dosages politiques que de la science. Or, en final, ce sont les faits qui doivent avoir raison.

Motivé par la situation décrite ci-dessus, nous avons décidé de programmer dans notre code SAFIR le modèle de Schneider, plus riche que le modèle de l'Eurocode 2, et de mener des comparaisons entre les deux modèles, non plus sur le comportement global d'éléments de structure, comme dans les travaux qui avaient conduit à l'élaboration du programme CEFICOSS, mais sur le comportement d'éprouvettes en béton.

Pour le modèle de Schneider, nous avons pris comme point de départ la dernière publication s'y rapportant [SC88a]. Le modèle tel qu'il y est décrit tient compte de deux observations expérimentales qui ne sont pas prises en compte directement dans le modèle de l'Eurocode 2.

### 1. L'influence d'une charge préalable.

L'existence d'une contrainte de compression dans le béton durant la période pendant laquelle il s'échauffe jusqu'à une température donnée influence fortement le diagramme contrainte-déformation qu'on peut déterminer par un essai de chargement à cette température. Si la contrainte existant de manière permanente durant l'échauffement varie, d'un essai à l'autre, de 0 à 0.3 fois la résistance à la compression du béton, on note que le diagramme  $\sigma - \varepsilon_\sigma$  devient de plus en plus raide. La déformée ultime  $\varepsilon_u$ , par exemple, est fortement réduite par l'existence d'une précharge lors de l'échauffement. Si cette précharge dépasse 30 % de la résistance à froid, l'effet n'en est plus augmenté. Sur base d'essais allemands publiés dans [RI85], nous avons proposé l'expression suivante pour représenter des résultats qui n'avaient été présentés par Schneider que sous forme de courbes :

$$\varepsilon_u(\theta) = \varepsilon_u(20^\circ \text{C}) + \Delta\varepsilon_u(\theta) \times f(\alpha) \quad (3.26)$$

$$\text{avec } \varepsilon_u(\theta) = 2.2 \times 10^{-3}$$

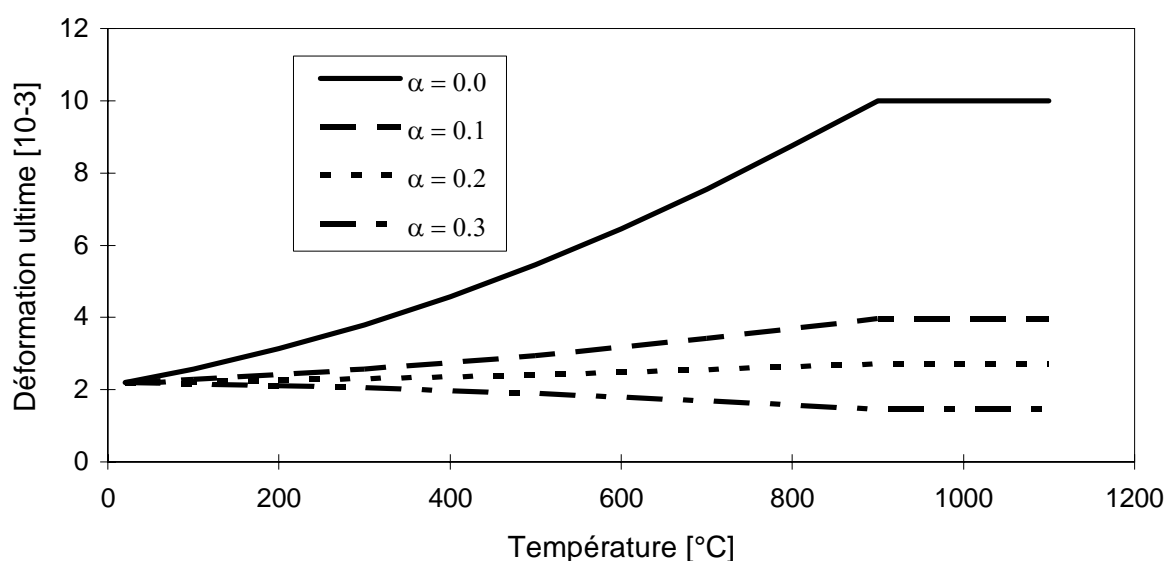
$$\Delta\varepsilon_u(\theta) = \left[ 4.2 \times 10^{-6} + 5.4 \times 10^{-9} (T - 20) \right] (T - 20) \leq 7.8 \times 10^{-3} \quad (3.27)$$

$$\begin{aligned} f(\alpha) &= 1 & (\alpha = 0) \\ &= 0.227 & (\alpha = 0.1) \\ &= -0.095 & (\alpha \geq 0.3) \end{aligned} \quad (3.28)$$

$$\alpha = \frac{\tilde{\sigma}}{f_c(20^\circ \text{C})} \quad (3.29)$$

où  $\tilde{\sigma}$  représente l'histoire des contraintes. Dans un essai sur éprouvette,  $\tilde{\sigma}$  est la contrainte qui est maintenue constante durant l'échauffement. Pour la fonction  $f(\alpha)$ , on interpole linéairement entre les valeurs données par l'équation 3.28. La figure 3.15 montre l'évolution de la déformation ultime en fonction de la température pour différents taux de précharge. La comparaison avec la figure 3.14 montre que les valeurs retenues dans notre thèse de doctorat correspondent assez bien à l'expression 3.26 lorsque  $\alpha = 0$ .





**Fig. 3.15 : Déformation ultime pour différentes précharges**

Plutôt que d'utiliser l'expression de Schneider telle quelle pour la loi  $\sigma - \varepsilon_\sigma$ , éq. 3.25, nous avons séparé la déformation en partie élastique et partie plastique. L'expression ci-dessous donne des résultats très proches de ceux de l'équation 3.25.

$$\begin{aligned}\varepsilon_\sigma &= \varepsilon_e + \varepsilon_{pl} \\ &= \frac{\sigma}{E}(1 + \kappa)\end{aligned}\quad (3.30)$$

$$\text{avec} \quad \kappa = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \sqrt{1 - (\sigma/f_c(\theta))^4} \right\} \quad (3.31)$$

$$\text{et} \quad E = \frac{3}{2} \frac{f_c(\theta)}{\varepsilon_u(\theta)} \quad (3.32)$$

Notons qu'on utilisait  $\varepsilon_m$  dans l'équation 3.25 parce que le modèle de l'Eurocode ne comporte pas de terme de fluage, alors qu'on utilise  $\varepsilon_\sigma$  dans l'équation 3.30 car, à cette relation contrainte-déformation, on va ajouter un terme de fluage.

## 2. Les déformations transitoires.

Lorsqu'une éprouvette chargée est soumise à l'échauffement, la déformation mesurée à chaque instant est plus grande que celle qui résulte de l'addition des termes  $\varepsilon_{th}$ ,  $\varepsilon_e$  et  $\varepsilon_{p\ell}$ . Une déformation additionnelle apparaît, à laquelle on donne le nom général de fluage. On aura donc la loi suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_m \quad (3.33)$$

$$\text{où } \varepsilon_m = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{cr} \quad (3.34)$$

$$\text{et } \varepsilon_\sigma = \varepsilon_e + \varepsilon_{p\ell} \quad (3.35)$$

avec  $\varepsilon_{cr}$  déformation de fluage

Tous les auteurs s'accordent à considérer que la déformation de fluage est proportionnelle à la contrainte appliquée. Pour Bazant, on a :

$$\varepsilon_{cr} = \sigma J(\theta, t, t') \quad (3.36)$$

avec  $t$  le temps et  
 $t'$  le temps auquel la contrainte  $\sigma$  a été appliquée.

Pour tous les scientifiques qui ont testé des éprouvettes de béton en vue d'applications liées à l'incendie, c'est-à-dire dans l'échelle de temps de quelques heures, cette déformation additionnelle est très peu dépendante du temps. Ce fait avait déjà été observé par Anderberg [AN76b] et Schneider [SC79] dès leurs premiers travaux sur le sujet, mais aussi par Khoury et al. en Angleterre [KH85]. Pour tenir compte de l'effet de la précharge lors de l'échauffement, négligé par Bazant, on écrira donc :

$$\varepsilon_{cr} = \sigma J(\theta, \tilde{\sigma}) \quad (3.37)$$

L'expression suivante a été proposée par Schneider, en accord avec ses observations expérimentales :

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma}{E} [g(\phi + 1) - 1] \quad (3.38)$$

$$\text{où } \phi = 2.6 \tanh \gamma_w (\theta - 20) + 1.4 \tanh 0.0075 (\theta - 700) + 1.4 \quad (3.39)$$

$$g = 1 + 0.7 \alpha (0.6 - \alpha) \left( \frac{\theta - 20}{100} \right)^2 \quad (3.40)$$

$$\gamma_w = 0.3 w + 0.0022 \quad (3.41)$$

avec  $w$  teneur en eau du béton, en pourcent de la masse.

Les constantes de l'équation 3.39 sont valables pour du béton quartzitique. D'autres valeurs sont données dans [SC88a] pour d'autres types de béton. L'équation 3.40 pour la fonction  $g$  est une évolution récente proposée suite à nos travaux sur le sujet, plus précise par rapport à celle qui avait été proposée initialement par Schneider dans [SC88a].

Le modèle de Schneider, avec les deux modifications que nous y avons apportées, éq 3.31 et 3.40, a été introduit dans le programme SAFIR, ainsi que dans le programme Fires-Frame I développé au Japon, [SA89] et [MO91]. Dans une structure réelle, l'histoire des contraintes est beaucoup plus complexe que celle qui est imposée à une éprouvette de laboratoire. La contrainte et la température sont susceptibles de varier simultanément en chaque instant. Dans un premier temps, on a considéré que l'histoire des contraintes était représentée par la contrainte existant au sein du matériau au moment où l'incendie démarre. On peut trouver dans la publication [SC94] des indications complémentaires sur le caractère réversible ou non des 3 composantes de la déformation mécanique :  $\varepsilon_e$ ,  $\varepsilon_{pl}$  et  $\varepsilon_{cr}$ . On y trouve aussi des indications sur la manière dont le modèle se comporte lors de différents cycles chargement-échauffement-déchargement-rechargement.

Ce qu'il faut bien remarquer, c'est que le terme que l'on a nommé "fluage" dans le modèle ne dépend pas du temps mais uniquement de la contrainte et de la température. Selon la terminologie habituellement employée, il s'agit donc bien du *transient creep* qui, selon Khoury, comprend le *transitional thermal creep* et le *drying creep*. On n'a pas tenu compte du temps parce que les déformations additionnelles qu'on observe encore à contrainte et température constantes, *basic creep* plus une part de *drying creep*, sont, dans l'échelle de temps utilisée, d'un ordre de grandeur inférieur.

Pour valider le modèle, il ne serait pas suffisant de vérifier qu'il est capable de reproduire les essais sur éprouvette qui ont servi de base à son élaboration. En procédant de la sorte, on ne fait jamais que montrer qu'il a été possible de trouver une forme mathématique capable de décrire la base expérimentale, forcément limitée, dont on disposait. C'est pourquoi il a été jugé intéressant de comparer les prévisions du modèle, axé sur des essais allemands, à des essais totalement indépendants menés au Japon. Il s'agit d'essais sur colonnes courtes de 30 x 30 cm<sup>2</sup> de section soumises à compression centrée et à une courbe d'incendie nominale du type ISO 834 pendant 3 heures. La résistance sur cylindre du béton était de l'ordre de 55 à 66 N/mm<sup>2</sup>. Trois essais ont consisté à soumettre la colonne non chargée à différents régimes thermiques pour évaluer par la suite sa résistance résiduelle. Cinq essais ont eu lieu sous différents taux de chargement sans bridage axial. Enfin, dans les sept derniers essais, après avoir appliqué la charge, variable d'un essai à l'autre, on a bloqué la dilatation axiale et mesuré l'évolution de la force de bridage.

La figure 3.16 montre la dilatation de la colonne pour deux essais semblables où le taux de changement était de 30 %. La figure 3.17 correspond à une colonne non chargée mais

totale-ment bridée, ce qui est une situation assez artificielle. Sur ces figures, les courbes marquées S ont été calculées avec le programme SAFIR et les courbes marquées F avec le programme Fires - Frames I. Les courbes marquées SCH sont relatives au modèle de Schneider exposé ici et les courbes marquées EC4 sont relatives au modèle de l'Eurocode 4 qui, pour le béton, est le même que celui de l'Eurocode 2.

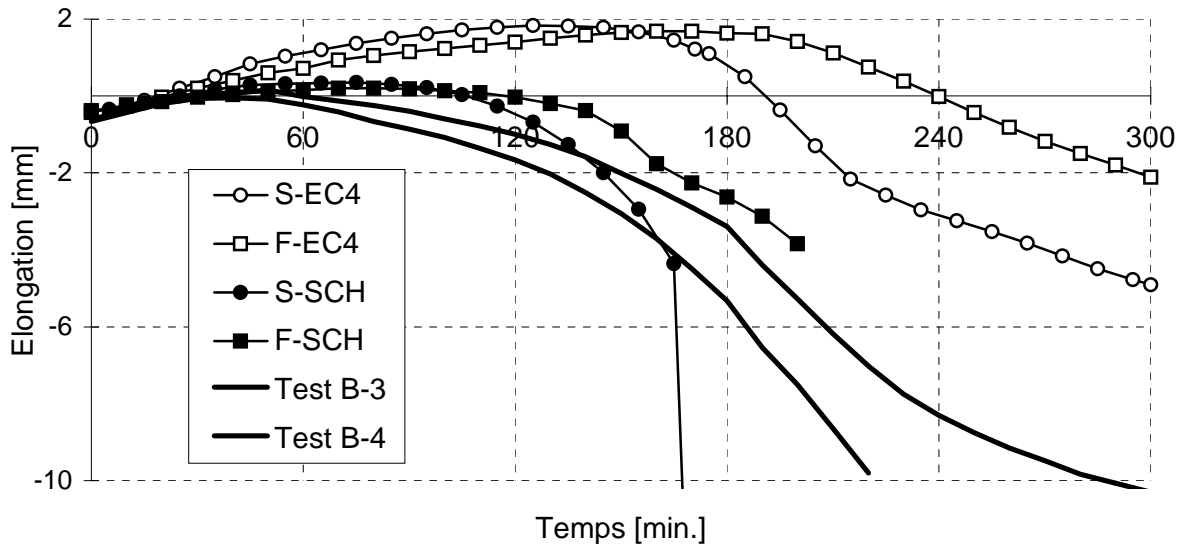


Fig. 3.16 : Colonne non bridée

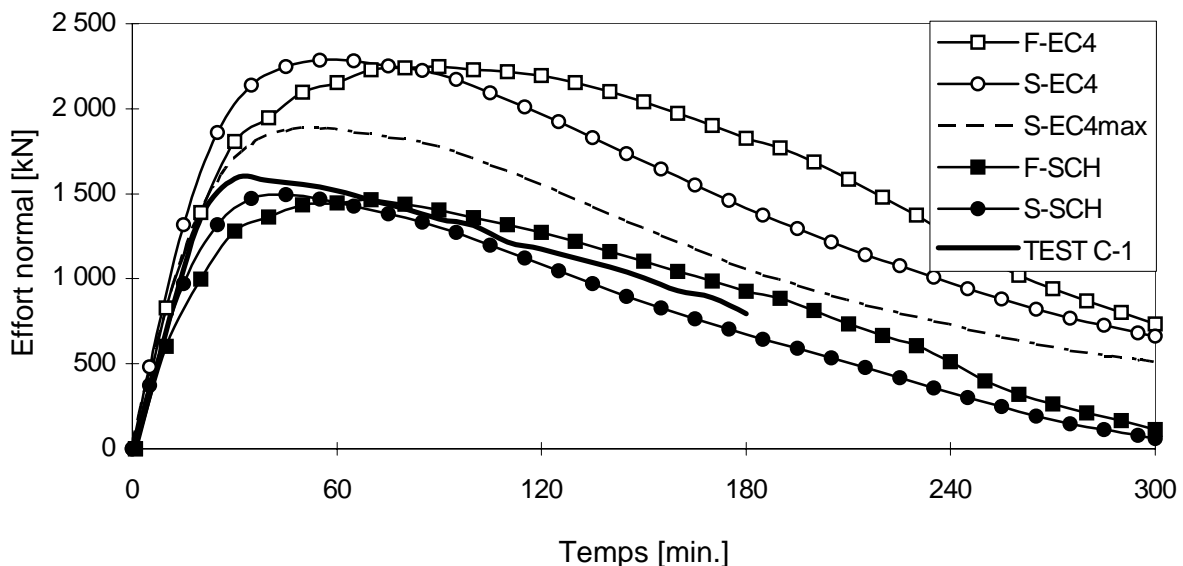


Fig. 3.17 : Colonne bridée

On remarque d'abord sur la figure 3.16 que des différences existent entre deux essais qui, théoriquement, devraient donner le même résultat. Le même type d'écart est présent pour

d'autres essais montés dans [SC94]. Cette variabilité est toujours présente dans les essais à température élevée, surtout pour les éléments en béton.

Ensuite, il existe des différences entre les résultats des deux programmes numériques lorsqu'ils utilisent tous deux la même loi de matériau. Ces différences sont du même ordre de grandeur que ce qui existe entre deux essais semblables. Elles trouvent leur origine dans la manière dont sont calculées les températures et surtout, après 180 minutes, dans la manière de considérer le comportement du matériau en phase de refroidissement. Les courbes fournies par notre programme ont une allure plus régulière.

Les différences les plus spectaculaires existent toutefois entre les deux modèles de comportement. Le modèle de l'Eurocode est nettement trop raide, donnant lieu, sur la figure 3.16, à un raccourcissement insuffisant ou, sur la figure 3.17, à un effort de bridage trop élevé.

Il faut cependant signaler que des études comparatives menées sur une série de 27 colonnes en béton testées en Allemagne, cf. chapitre 11, n'ont pas permis de mettre en évidence que l'un ou l'autre des modèles donnait des résultats plus précis en terme de résistance au feu. C'est peut-être dû au fait que les colonnes étaient testées comme des éléments isolés et non bridés. Le résultat était donc peu sensible à la raideur du modèle. Le comportement en flexion d'une poutre précontrainte n'a pas donné de résultat très différent non plus, que l'on utilise l'un ou l'autre modèle. A l'heure actuelle, nous sommes toujours à la recherche d'une structure où le comportement serait fondamentalement différent suivant le modèle employé. Trouver un cas où, en plus, on disposerait d'une référence expérimentale relève de la gageure. Encore faudrait-il, pour argumenter en faveur du modèle plus complexe, que ce soit lui qui donne les meilleurs résultats.

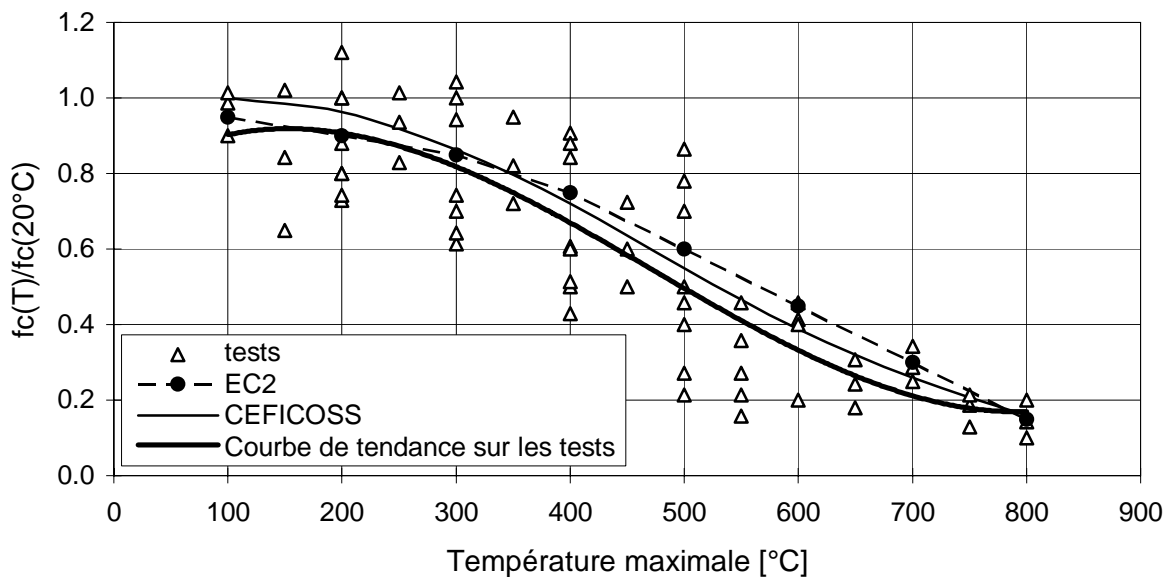
Etant donné la force de l'habitude et les résultats dans l'ensemble assez satisfaisants qui ont été obtenus jusqu'ici avec le modèle de l'Eurocode 2, les arguments paraissent bien faibles pour imposer l'usage de modèles plus sophistiqués comme celui exposé ici.

Il semble toutefois que les travaux décrits ci-dessus n'auraient pas été inutiles si on pouvait remplacer la plage de variation actuellement admise pour la déformation ultime par la seule courbe maximale de la figure 3.14. Toutes les équations du modèle actuel de l'Eurocode resteraient valables, l'impression désagréable laissée par l'énorme plage de variation actuelle serait dissipée, et la solution proposée serait basée sur des arguments scientifiques. On voit par exemple sur la figure 3.17 que la courbe calculée avec la valeur maximale admise actuellement se situe entre les courbes du modèle de Schneider et celles de l'Eurocode si on choisit la déformation ultime actuellement recommandée. Choisir les déformations ultimes maximales rapproche les résultats du calcul des résultats expérimentaux.

Enfin, on peut signaler que le modèle de Schneider tel que nous l'avons modifié a récemment fait l'objet de travaux complémentaires, essentiellement de la part de Morita au Japon. Une expression plus complète de l'histoire des contraintes  $\tilde{\sigma}$  a notamment été introduite, qui tient compte de la contrainte à chaque instant. En plus des essais japonais sur colonnes en béton, la comparaison a aussi été menée avec un essai de flexion sur poutre dalle.

Force est de remarquer que la nouvelle expression modifie assez peu les résultats des simulations, tantôt dans le bon sens, tantôt dans l'autre [MO97].

En cas de refroidissement après échauffement, le béton ne recouvre pas la résistance qu'il avait initialement. De nombreux essais ont été réalisés sur des éprouvettes ayant subi un tel cycle thermique. C'est en fait la première méthode d'investigation qui a été employée car elle ne nécessite pas l'application simultanée d'une charge et de températures élevées. En nous basant sur une courbe de résistance résiduelle proposée initialement en 84 [CS84] et citée par Schneider [SC87a], ainsi que sur les résultats d'essais réalisés par Malhotra [MA56], par Abrams [AB68], par Harada, par Zoldners [ZO60] et par Diederichs [BR77] qui étaient cités dans [RI85], nous avons établi un diagramme semblable à celui de la figure 3.18. Ce diagramme porte, pour chaque test, le rapport entre la résistance résiduelle et la résistance initiale en fonction de la température maximale atteinte. En comparant pour chaque température la valeur moyenne de la résistance résiduelle à la courbe qui était utilisée à l'époque dans le programme CEFICOSS pour la chute de la résistance du béton, nous avons remarqué que la résistance résiduelle était légèrement plus faible que notre courbe théorique. Nous avons estimé que le béton, en se refroidissant, voyait sa résistance chuter à 90 % de la valeur qu'elle présentait à la température maximale. Sans véritable justification expérimentale, nous avons supposé que la déformation ultime du béton  $\varepsilon_u$  garde, lors du refroidissement, la valeur qu'elle présentait à la température maximale.



**Fig. 3.18 : Résistance rémanente du béton**

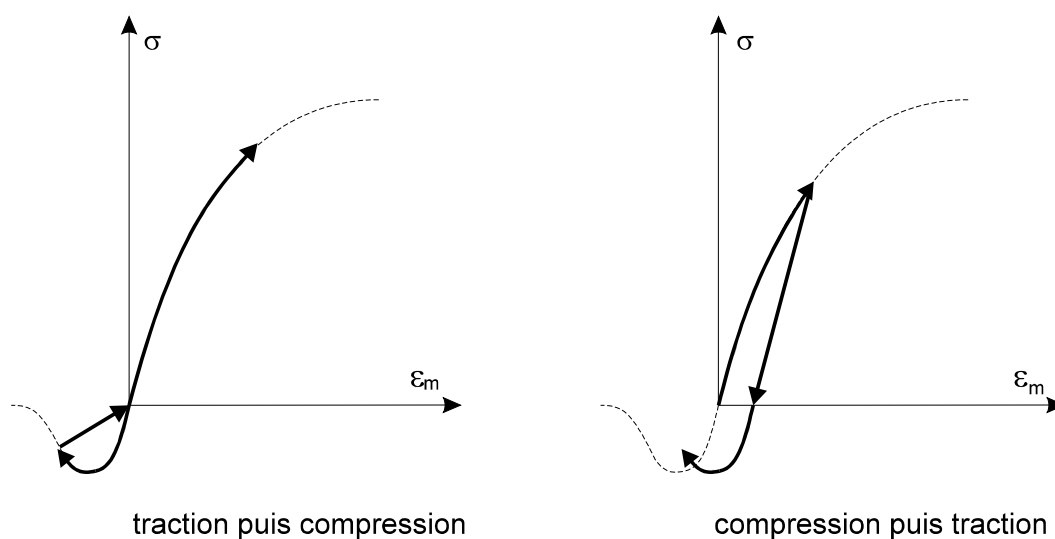
Le travail effectué à l'époque forme la base de l'annexe C de l'Eurocode 4 [EC-42]. En réalité, comme la courbe retenue pour l'évolution de la résistance du béton n'est plus exactement la même que celle qui était utilisée dans le programme CEFICOSS, il aurait normalement fallu faire une nouvelle comparaison entre les résultats d'essais expérimentaux et la courbe actuellement proposée. La figure 3.18 semble montrer que les résistances mesurées seraient plutôt de l'ordre de 80 % par rapport à la courbe actuellement proposée.

pour la chute de résistance du béton. On remarque aussi que la dispersion des résultats expérimentaux est très grande.

### 3.3.1.5 Cycles charge-décharge

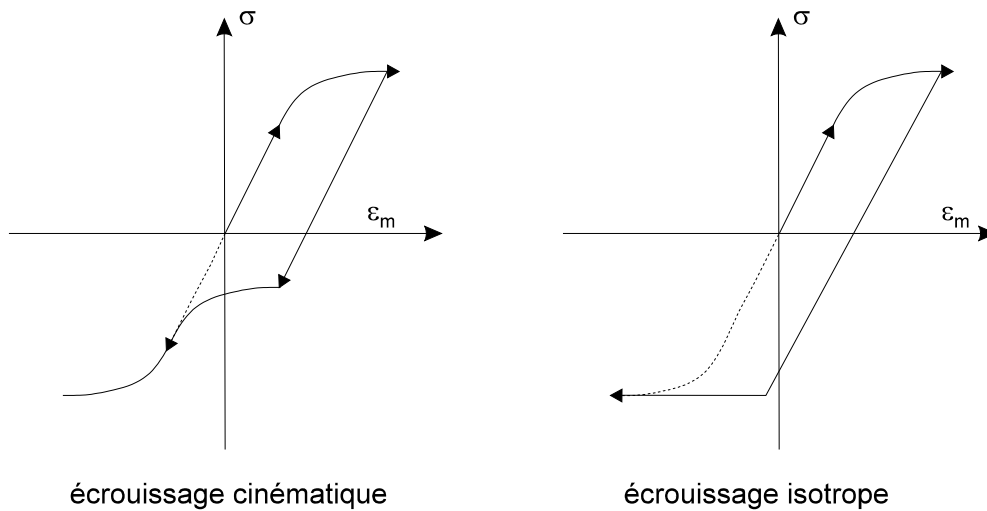
Dans les structures soumises à l'incendie, il est possible qu'en certains endroits le matériau subisse des déformations irréversibles dans un sens, compression ou traction, puis voit sa contrainte diminuer pour changer de sens et entrer dans le domaine non linéaire, en traction ou en compression cette fois. Ceci est dû à l'effet des gradients thermiques transitoires dans les éléments en béton ou mixtes acier-béton ou, dans les éléments en acier pur, aux grandes déformations qui se produisent, en cas de flambement par exemple. Dans ce cas, certaines fibres qui étaient comprimées peuvent, juste avant la ruine, entrer en traction.

Dans le béton, on a fait l'hypothèse que les déformations irréversibles qui se produisent dans un sens de sollicitation n'affectent pas le comportement du matériau dans l'autre sens. Les fissures créées en traction peuvent se refermer et n'ont pas d'influence sur le comportement ultérieur du matériau dans le régime de compression, Fig. 3.19. Si le matériau entre d'abord en compression puis se décomprime, le comportement en traction n'est pas modifié mais la courbe est décalée d'une quantité égale à la déformations irréversibles créée par la compression.



**Fig. 3.19 : Charge-décharge dans le béton**

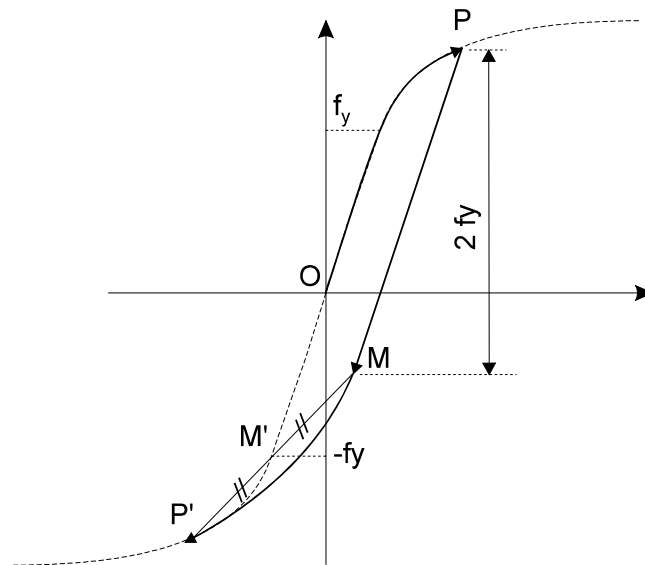
Pour l'acier, il est généralement admis que les déformations irréversibles apparues dans un sens de sollicitation ont une influence sur le comportement dans l'autre sens. La figure 3.20 montre les courbes que l'on obtiendrait si on utilisait l'une ou l'autre des deux hypothèses les plus utilisées en plasticité : l'écrouissage cinématique et l'écrouissage isotrope. L'une et l'autre présentent des points singuliers, en A ou en B, que l'on ne rencontrerait pas dans un diagramme expérimental.



**Fig. 3.20 : Ecrouissage cinématique et isotrope**

Pour obtenir une courbe plus continue, nous avons posé l'hypothèse que le comportement de l'acier pouvait être représenté par un modèle de Saint-Venant généralisé, c'est-à-dire l'association en parallèle de plusieurs modèles élastiques-parfaitement plastiques [FR90]. N'importe quel diagramme multilinéaire peut être obtenu par l'association en parallèle d'un nombre fini de modèles de Saint-Venant, voir [LE85]. De la même manière, un diagramme non linéaire quelconque peut résulter de l'association d'un nombre infini de modèles de Saint-Venant. On peut d'ailleurs établir une analogie directe entre la plastification successive de ces modèles élémentaires et les glissements successifs qui se produisent dans le réseau cristallin du matériau. On peut montrer facilement que le modèle de Saint-Venant généralisé obéit à la règle de Masing : après chargement dans un sens donnant lieu à déformations irréversibles, la courbe suivie lors du chargement dans l'autre sens résulte d'une homothétie de la courbe vierge. Le pôle de l'homothétie est le point symétrique du point extrême atteint lors du chargement dans le premier sens. Sur la figure 3.21, par exemple, un chargement jusqu'au point P est suivi d'un déchargement. Le comportement est linéaire jusqu'au point M et l'étendue de la zone linéaire est le double de la limite élastique  $f_y$ . A partir de ce point M, la courbe suivie MP' est obtenue par homothétie de la courbe vierge MP'. Le centre de l'homothétie est P', le symétrique de P, et le rapport en est 2. Le segment MM' a donc la même longueur que le segment M'P'. La courbe suivie MP' se raccorde tangentiellement à la courbe vierge en P'.





**Fig. 3.21 : Ecrouissage mixte**

Qu'en est-il de l'effet du comportement inélastique des matériaux sur les résultats des simulations ? Le programme de calcul FIRES-RC, qui a été développé à Berkeley et qui peut être considéré comme l'ancêtre de tous les programmes écrits par la suite, a rapidement été transformé pour tenir compte du comportement inélastique [BE74]. Divers auteurs, cependant, ont par la suite travaillé avec un comportement totalement réversible du matériau comme Lie et Lin pour des colonnes en béton armé [LI85], Quast et al. pour des éléments mixtes en acier-béton [QU84], où Wittbecker pour des cadres mixtes [WI87]. Pour répondre à cette question, nous avons mené des calculs comparatifs sur quelques éléments. Chacun d'entre eux a été calculé en tenant compte du caractère irréversible des lois de matériau, puis en le négligeant.

- Pour une poutre mixte acier-béton simplement appuyée, les flèches sont légèrement plus grandes lorsque le comportement est réversible, mais la durée de résistance au feu est la même avec les deux hypothèses.
- Pour la même poutre, des différences de comportement très importantes apparaissent si on fixe la rotation à l'un des deux appuis. Dans cette configuration, en effet, les gradients thermiques engendrent des modifications du diagramme des moments sollicitants. Lorsque le caractère irréversible des matériaux est pris en compte, la simulation se déroule sans encombre jusqu'à 178 minutes, avec des pas de 2 minutes et une moyenne de 4 itérations par pas. Après 178 minutes de simulation, la flèche vaut un quinzième de la portée et la plus petite valeur propre de la matrice de rigidité vaut 3 ‰ de sa valeur à froid, ce qui indique que la rigidité de la poutre est presque nulle et que la capacité portante est donc presque épuisée. Avec un comportement réversible, le calcul ne peut dépasser les 123 minutes, même avec un pas de temps aussi petit que 7.5 secondes. A ce moment, la flèche ne vaut que 1/43 de la portée et la première valeur propre de la matrice de rigidité vaut encore 23 ‰ de sa valeur à froid. Les problèmes viennent du fait que, à l'appui fixe, presque tous les points d'intégration se situent sur un plateau horizontal de leur diagramme

contrainte-déformation et la convergence n'est plus obtenue. Il n'est pas possible de redistribuer le moment sollicitant qui existe à cet endroit vers le milieu de la poutre, là où existe encore une capacité de résistance à la flexion positive.

- Dans le cas d'une colonne mixte constituée d'un profil laminé bétonné entre les ailes, les semelles exposées à l'incendie se plastifient rapidement sous l'effet combiné de la charge et des contraintes thermiques dans une zone où, de surcroît, la température s'élève rapidement. Après 50 minutes, cependant, il y a déchargement dans les semelles car la sévérité des gradients thermiques s'atténue. Malgré les températures élevées, le module élastique dans les semelles est suffisant, si on en tient compte, pour influencer de manière significative la raideur de la colonne. Si on néglige le comportement inélastique, la durée de résistance au feu chute de 102 à 88 minutes, soit une diminution de 14 %.

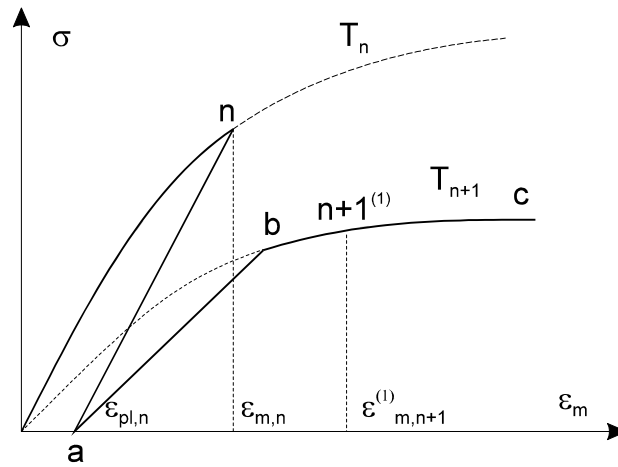
Les exemples cités ci-dessus concernent tous trois des éléments simples soumis à un incendie normalisé où les températures croissent sans cesse. Les comportements inélastiques sont évidemment beaucoup plus courants dans les structures complètes soumises à un incendie localisé, ou lorsque la sollicitation thermique provient d'un incendie naturel comportant obligatoirement une phase d'extinction et de températures décroissantes. A Sheffield, Bailey et al. viennent d'ailleurs récemment d'implanter le schéma décrit ci-dessus dans leur programme, spécialement dans le but d'analyser le comportement de cadres complets durant la phase de refroidissement [BA96]. Les auteurs montrent les différences obtenues avec le modèle qu'ils utilisaient précédemment et où un écrouissage isotrope (voir figure 3.20) était simplifié par une expression bilinéaire [EL96].

### 3.3.1.6 Utilisation des lois constitutives

Contrairement à la plupart des textes consacrés à la modélisation du comportement des matériaux où les lois sont écrites en termes d'incrément de contrainte et de déformation, toutes les équations constitutives de ce chapitre sont écrites en terme de contrainte et de déformation. Ceci est possible pour les lois uniaxiales sans terme de viscosité qui ont été décrites et qui sont utilisées dans le programme SAFIR. En fait, les lois sont données sous une forme intégrée. On explique ici comment ces lois sont utilisées de manière pratique lorsque la déformation et la température changent au cours d'un pas de temps. On verra au paragraphe 3.3.2.3 comment le même principe peut être utilisé avec des lois constitutives multiaxiales.

Examinons un point d'intégration particulier au sein d'une structure qui à l'instant  $t_n$ , est en équilibre. La loi contrainte-déformation mécanique est caractérisée, à la température  $T_n$ , par la courbe non linéaire représentée à la figure 3.22. La déformation totale  $\varepsilon_{t,n}$  est calculée par les relations géométriques habituelles et la déformation initiale  $\varepsilon_i$  est connue. La connaissance de la température permet le calcul de la déformation thermique  $\varepsilon_{th,n}$ . L'équation suivante, semblable à l'équation 3.8, permet donc de calculer la déformation mécanique à l'instant  $t_n$  :  $\varepsilon_{m,n}$

$$\varepsilon_{t,n} = \varepsilon_i + \varepsilon_{th,n} + \varepsilon_{m,n} \quad (3.42)$$



**Fig. 3.22 : Variation de contrainte et de température**

De l'histoire des contraintes et des déformations en ce point, on a conservé la valeur de la déformation plastique  $\varepsilon_{pl,n}$ . Sur la figure, le point  $n$  représentatif de l'équilibre est sur la courbe vierge du matériau. On dit que le matériau est en phase de chargement. Le raisonnement ne changerait pas si le matériau était en phase de déchargement, avec son point d'équilibre sur la droite élastique.

Lorsqu'on passe à l'instant  $t_{n+1}$ , la déformation initiale ne change évidemment pas. La connaissance de la nouvelle température  $T_{n+1}$  permet le calcul de la déformation thermique qui y correspond  $\varepsilon_{th,n+1}$ . Dans l'algorithme chargé d'étudier la structure au niveau global, on suppose que lors de la première itération de chaque pas de temps, la structure ne subit pas de déplacement. Elle est bloquée, comme dans la méthode de Duhamel. La première itération sert donc à introduire le changement de température. La déformation mécanique du point considéré pour la première itération  $\varepsilon_{m,n+1}^{(1)}$  est calculée par la relation suivante :

$$\varepsilon_{t,n} = \varepsilon_i + \varepsilon_{th,n+1} + \varepsilon_{m,n+1}^{(1)} \quad (3.43)$$

puisque

$$\varepsilon_{t,n+1}^{(1)} = \varepsilon_{t,n} \quad (3.44)$$

On pose ici l'hypothèse que la déformation plastique n'est pas affectée par l'unique élévation de la température. C'est une hypothèse qu'il est difficile de justifier expérimentalement. Elle paraît en tout cas vraisemblable si le matériau n'est pas chargé. On connaît ainsi la nouvelle courbe abc que suivrait le point d'équilibre si le matériau était chargé à partir du point de contrainte nulle, le point a. Connaissant la déformation mécanique et la courbe de comportement, il est possible de déterminer la valeur de la contrainte et du module tangent, ce qui détermine le point d'équilibre, point  $n+1^{(1)}$  sur la figure.

Il est à remarquer qu'il n'a pas été nécessaire de faire un choix entre chargement ou déchargement à partir de point  $n$ , contrairement à ce qui est nécessaire pour d'autres schémas incrémentiels, [FO82] par exemple. Dans notre thèse de doctorat, nous écrivions de manière un peu rapide que l'indétermination avait été levée et que, n'obligeant pas à choisir arbitrairement entre chargement et déchargement, le schéma décrit éliminait le risque d'un mauvais choix pour cette première itération qui pourrait avoir des conséquences néfastes pour le nombre d'itérations à effectuer avant l'équilibre. En réalité, on pourrait montrer que, en cours d'échauffement, les dilatations thermiques tendent à maintenir les points comprimés sur la courbe de chargement et à faire entrer les points tendus en phase de déchargement. La contraction qui accompagne les refroidissements mène évidemment au comportement inverse. Il existe donc toujours bien un choix, mais il est basé sur une hypothèse qui, si elle peut être remise en question, repose sur des considérations physiques et pourrait, en principe, être vérifiée expérimentalement. C'est ce que se propose de faire Bailey et al. depuis qu'ils ont adopté ce schéma de résolution [BA96].

La suite est classique. La contrainte en  $n+1$ <sup>(1)</sup> servira au calcul des forces hors équilibre tandis que le module tangent nourrira la matrice de rigidité. Les itérations suivantes sont menées sur une structure dont la température est stationnaire et la déformation plastique est éventuellement actualisée en fin de pas.

### 3.3.2 Modèles multiaxiaux

Les ossatures à cadres formés de poutres et colonnes sont parmi les plus utilisées en construction de bâtiment, aussi est-ce d'abord sur les lois uniaxiales qu'ont porté les premiers travaux de recherche qui avaient pour but de comprendre le comportement des bâtiments en cas d'incendie. Ceci est aussi dû au degré de difficulté qui est d'un tout autre niveau lorsqu'on envisage le cas des sollicitations multiaxiales, aussi bien pour la formulation des lois constitutives que pour leur intégration, mais encore plus pour la réalisation d'expériences devant servir à caractériser les matériaux. En béton, par exemple, il n'y a guère que quelques laboratoires capables de fournir des résultats fiables portant sur des cylindres soumis à la fois à une contrainte axiale et à des températures élevées. En ce qui concerne le comportement biaxial, on ne dispose pratiquement que d'une seule source de renseignement, portant sur des essais dans le domaine compression-compression [EH86]. Pour le reste, on doit se contenter d'essais sur éléments de structures présentant ce type de sollicitation, essentiellement des dalles. Le comportement d'ensemble des dalles, presque toujours testées sur appuis simples, est cependant beaucoup plus dépendant du modèle constitutif des barres en acier que de celui du béton. En ce qui concerne les sollicitations triaxiales, le terrain reste à défricher.

Quantité d'effets, de phénomènes ou de comportements qui, à température ambiante, posent déjà de sérieux problèmes et donnent lieu à des dizaines de thèse de doctorat chaque année peuvent difficilement être abordés à température élevée. On pense par exemple à la plasticité non associée, aux modes de rupture en traction-compression, à la localisation, au *tension-stiffening*, aux comportements cycliques, ... Il est nécessaire, en tout cas à l'heure actuelle, d'accepter un certain nombre de simplifications. Celles-ci sont en général tout-à-fait

acceptables si on se fixe comme but essentiel la modélisation du comportement au feu des dalles de bâtiment en béton armé, soit considérées comme éléments séparés, soit en interaction avec une structure de type poutre dans la représentation complète d'une structure ou, plus modestement, d'une sous-structure.

Les travaux réalisés au sein du Service des Ponts et Charpentes sur le comportement biaxial du béton à température ambiante sont essentiellement menés par C. Doneux qui s'intéresse plus particulièrement à la modélisation de structures mixtes acier-béton soumises à des sollicitations alternées. Dans les paragraphes suivants, on discute quelques aspects de la modélisation du comportement biaxial à haute température, essentiellement pour le béton, de manière plus succincte pour l'acier.

### 3.3.2.1 Surface de plasticité

Pour l'acier, la surface correspondant au critère de Von Mises est une des plus utilisées, non seulement à température ambiante, mais aussi en cas de températures élevées, voir [FU90], [KA90], [AL95] ou, à Liège, les travaux de Habraken [HA89] ou Golinval [GO89] par exemple. C'est probablement la surface la plus simple et, pour l'acier, elle correspond assez bien aux résultats relevés expérimentalement. En état plan de contrainte, elle est représentée par l'ellipse en traits gras de la figure 3.23. On remarque que, en compression-compression, lorsque  $\sigma_1 = \sigma_2$ , la résistance est la même qu'en compression uniaxiale.

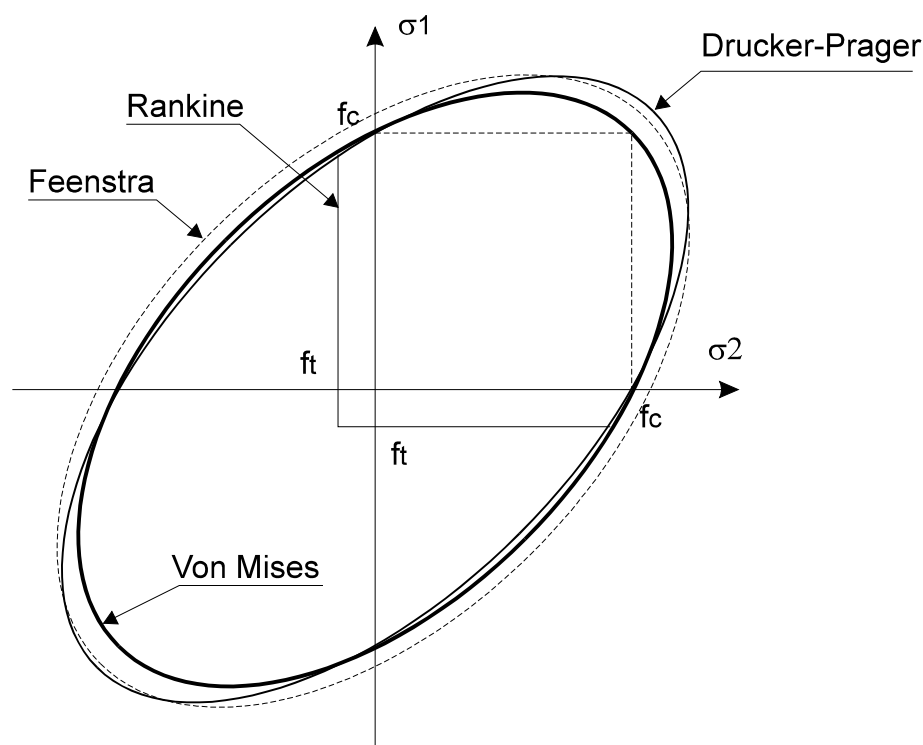


Fig. 3.23 : Surfaces de rupture en état plan de contraintes

Pour le béton, il a été vérifié expérimentalement que la résistance en compression-compression est plus élevée que la résistance à la compression uniaxiale  $f_c$ . On note un accroissement de l'ordre de 15 % [KU73]. Pour représenter le béton en compression, le critère de Drucker-Prager a donc été beaucoup utilisé car, comme le montre l'ellipse en traits plus fins sur la figure, il permet de rendre compte de cette augmentation de résistance en compression biaxiale. L'équation de cette surface est cependant plus complexe que celle de Von Mises et, lors de l'intégration de la loi constitutive, elle ne permet pas les mêmes simplifications dans l'écriture de certains algorithmes d'intégration implicite qui assurent la convergence de manière plus certaine. Il existe donc une certaine tendance à revenir à l'utilisation d'une surface de plasticité plus simple, ou plus pratique, du point de vue de sa formulation, mais permettant l'utilisation de ces méthodes d'intégration plus robustes. C'est pourquoi, en état plan de contrainte, la surface de Von Mises est aussi utilisée pour représenter l'écoulement du béton en compression à température ambiante.

Si on considère les problèmes numériques déjà rencontrés à température ambiante par divers auteurs, surtout dans le régime compression-traction, avec la surface de Drucker-Prager, on peut craindre que la difficulté ne s'élève encore d'un niveau lorsqu'on envisage le cas des températures variables. En effet, même avec la surface de Von Mises, certains algorithmes qui fonctionnent correctement lors d'une diminution de température, par exemple, peuvent être mis en difficulté lors d'une augmentation de la température, selon l'expérience de A-M. Habraken à Liège. A l'INSA de Lyon, Heinfling, qui travaille sur la modélisation du béton en cas d'incendie, souligne lui aussi le caractère primordial des problèmes rencontrés avec certaines méthodes d'intégration et il a opté dans un premier temps pour la surface de Von Mises. Pour les raisons évoquées ci-dessus, nous avons également choisi d'utiliser la loi de Von Mises. Il est toujours possible, comme le fait apparemment Feenstra à 20°C, d'introduire dans les données une résistance à la compression uniaxiale surévaluée de 10 % [FE93]. De la sorte, on accepte une erreur de 10 % en cas de sollicitation uniaxiale, mais l'écart entre la courbe utilisée et la courbe, normalement plus précise, de Drucker Prager est compris entre - 5 et + 5 %, pour autant qu'on ait une compression transversale  $\sigma_2$  au moins égale à  $0,25 \sigma_1$ . C'est évidemment la connaissance du mode de sollicitation prépondérant qui doit guider le choix. Il vaudra certainement mieux utiliser la vraie résistance à la compression pour modéliser une poutre dalle à sens de flexion préférentiel, tandis qu'on pourra surévaluer la résistance en compression pour étudier une dalle carrée appuyée sur ses quatre côtés.

L'attention doit cependant être attirée par les résultats expérimentaux obtenus pour des températures élevées par Ehm à Braunschweig sur des éprouvettes carrées soumises à compression biaxiale [EH86]. La figure 3.24, directement tirée de sa thèse, montre que l'effet favorable de la contrainte transversale augmente avec la température. Si elle est de 15 % à 20°C, l'augmentation irait jusqu'à 70 % à 750°C. La figure 3.24 est cependant trompeuse quant à l'influence réelle de cet effet sur la résistance d'une structure réelle. Cette figure présente en effet les surfaces de rupture *normalisées* par rapport à la résistance à la température considérée. L'erreur *relative* commise en utilisant la surface de Von Mises est ainsi beaucoup plus grande à température élevée qu'à 20°C. Si on présente les résultats en normalisant les surfaces par rapport à la résistance à 20°C, l'erreur absolue est du même ordre de grandeur à toutes les températures, voir figure 3.25.

**Fig. 3.24 : Surfaces de rupture****Fig. 3.25 : Surface de rupture (autre présentation)**

Si, néanmoins, on observait par la suite des durées de résistance au feu calculées qui soient systématiquement plus courtes que les durées observées expérimentalement, il conviendrait de garder les résultats de Ehm à l'esprit et de vérifier si l'approximation admise en choisissant la surface de Von Mises n'est pas la cause de cet écart. Dans le nombre limité d'exemples traités jusqu'ici, rien de tel n'est apparu.

En traction, le critère retenu pour le béton est celui de Rankine qui limite chaque contrainte principale de traction à une valeur limite, la résistance en traction, indépendamment de la contrainte transversale.

### 3.3.2.2 Ecrouissage

Il est souhaitable que les lois d'écrouissage utilisées donnent, lorsque l'une des deux contraintes principales est nulle, le même type de comportement que celui qui est donné par les lois uniaxiales.

Pour l'acier, la loi formée sur base d'une ellipse dans le plan  $\sigma - \varepsilon_m$ , voir figure 3.11, ne permet pas de décomposer la déformation mécanique en sa composante élastique et sa composante plastique. Ceci est dû à la forme particulière de l'expression 3.18. Certains auteurs résolvent le problème en remplaçant l'équation 3.18 par une loi puissance du type Ramberg-Osgood. L'inconvénient de cette approche est que la courbe  $\sigma - \varepsilon_m$  possède une pente non nulle lorsque la contrainte atteint la résistance ultime et qu'il y a donc une petite rupture de pente à cet endroit dans la courbe. De plus, la correspondance n'est pas toujours très bonne entre la loi de puissance utilisée en état plan de contrainte et la loi de type elliptique utilisée pour les modèles uniaxiaux. L'inconvénient le plus gênant de la loi puissance est que pour chaque type d'acier et chaque limite élastique, il est nécessaire de recalculer à chaque température les coefficients de la loi puissance qui permettent la meilleure représentation possible de la loi elliptique.

C'est pourquoi nous avons préféré garder le formalisme de la loi elliptique, mais, au lieu d'appliquer cette loi à la déformation mécanique, nous l'avons transposée à la loi d'écrouissage, c'est-à-dire dans le plan contrainte-déformation plastique comme le montre la figure 3.26.

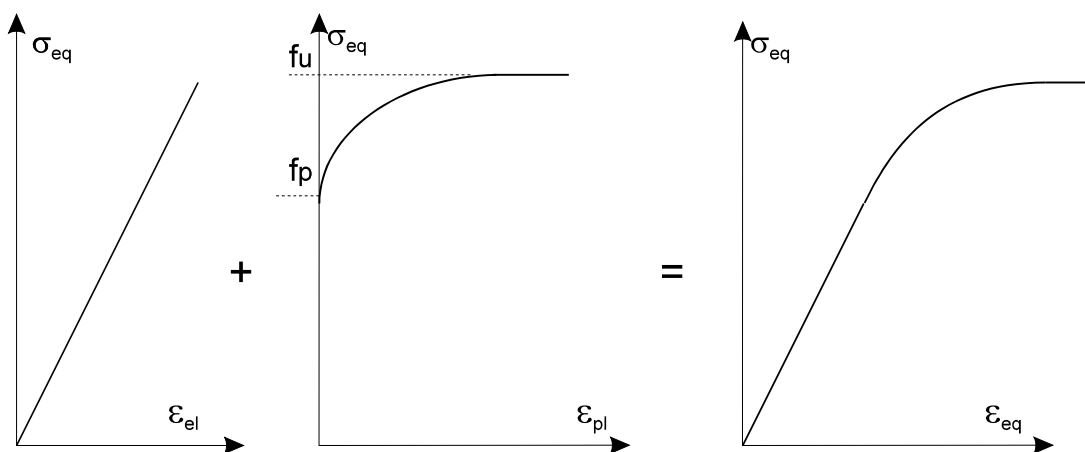


Fig. 3.26 : Ecrouissage elliptique pour l'acier



Ainsi, au lieu de l'équation 3.18, on utilisera l'équation suivante comme relation entre la déformation mécanique équivalente et la contrainte de comparaison.

$$\varepsilon_{\text{eq}} = \frac{\sigma_{\text{eq}}}{E} + \left( \varepsilon_u - \frac{f_u}{E} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{\sigma_{\text{eq}} - f_p}{f_u - f_p} \right)^2} \right) \quad (3.45)$$

avec  $\varepsilon_{\text{eq}}$  déformation mécanique équivalente et  
 $\sigma_{\text{eq}}$  contrainte de comparaison.

On pourrait, en comparant la figure 3.11 et la figure 3.26, penser que les équations 3.18 et 3.45 donnent exactement la même courbe. En fait, ce n'est pas tout-à-fait le cas, à cause du fait que le centre de l'ellipse est, sur la figure 3.11, décalé de la valeur  $c$ , éq. 3.22, par rapport à  $f_p$ . En réalité, l'écart maximum entre les deux courbes est de l'ordre de 1 % et on le remarque à peine sur un graphique. L'avantage de l'équation 3.45, par rapport à une loi de puissance, est qu'elle s'exprime en fonction des mêmes paramètres que la loi elliptique et qu'il n'y a pas besoin de la calibrer pour tous les types et toutes les nuances d'acier.

La courbe d'écrouissage positif du béton en compression a déjà été traitée dans le paragraphe 3.3.1.4. lorsqu'on a modifié le modèle de Schneider. On peut ainsi reprendre les équations 3.30 à 3.33 et on obtient une très bonne approximation de l'équation 3.25. Dans les équations 3.30 à 3.33, on remplace évidemment  $\sigma$  par  $\sigma_{\text{eq}}$ , pour exprimer que l'écrouissage se rapporte à la contrainte équivalente.

Après avoir atteint la résistance ultime, en compression ou en traction, la contrainte diminue alors que la déformation continue à augmenter ; l'écrouissage est négatif. En toute généralité, l'écrouissage en compression et celui en traction devraient être couplés mais, faute de données expérimentales permettant de quantifier le couplage, on admettra que ce couplage n'existe pas.

En traction, après avoir atteint la contrainte de rupture de manière élastique, on pourrait considérer un écrouissage négatif linéaire dont la pente serait calculée en fonction de la taille des éléments, de manière à respecter l'objectivité du maillage. Le but de ce type de modèle est que l'énergie nécessaire pour amener à la formation d'une fissure soit la même, quelle que soit la taille de l'élément. En fait, on calcule la valeur de la pente de manière à ce que l'énergie dissipée dans l'élément corresponde à l'énergie de rupture du matériau, considérée comme une propriété du matériau. Cette propriété est mesurable facilement à 20°C, mais beaucoup moins à température élevée. Pour des températures très modérées jusqu'à 80°C, Slowik et Wittman ne remarquent pas d'influence de la température sur l'énergie de rupture [SL92]. Ceci est confirmé par Zaitsev et Shevtschenko mais, au-delà de 120°C, l'énergie de rupture chute d'une manière qui n'est pas très différente de celle dont chute la résistance à la traction [ZA92]. En cas d'incendie, la déformabilité du béton tendu est donc assez semblable à toutes les températures.

Cette façon de procéder, en adaptant la pente de la branche descendante de la courbe d'écroutissage en fonction de la taille des éléments, s'applique surtout aux cas où la rupture se concentre, se localise, au niveau d'une seule fissure. C'est notamment le cas des éléments de structure peu ou pas du tout armés. Typiquement, ce genre d'élément est analysé à l'aide d'éléments membranaires en état plan de contrainte. L'utilisation de cet artifice basé sur l'énergie de rupture du béton donne effectivement des résultats qui sont plus objectifs. Ils dépendent moins du maillage.

Dans les structures courantes de génie civil, comme les poutres et les dalles, on rencontre normalement une quantité d'armature non négligeable dans les zones où le béton est soumis à traction. Par le fait de l'adhérence entre les deux matériaux, les fissures se distribuent, se répartissent le long des barres et on n'observe pas ce phénomène de localisation. On peut montrer que le fait d'adapter la pente descendante en fonction de la taille des éléments revient en fait à décréter qu'il y aura une fissure par élément, c'est-à-dire à fixer l'écartement des fissures. Ainsi, dans la partie d'une poutre ou d'une dalle soumise à moment constant, on aura, numériquement, d'autant plus de fissures que les éléments seront petits. Le résultat sera tout sauf objectif et on aura obtenu l'effet inverse de celui qui est recherché.

Pour tendre vers l'objectivité dans les structures où la fissuration est répartie, il convient donc d'abandonner le concept de la mécanique de la rupture et de revenir au concept plus traditionnel de la fissuration "tartinée", le *smearred cracking*. Le comportement post critique du béton en traction est ainsi représenté par une droite dont la pente ne dépend pas de la taille des éléments. C'est ce qui est introduit dans le programme SAFIR pour les structures soumises à l'incendie.

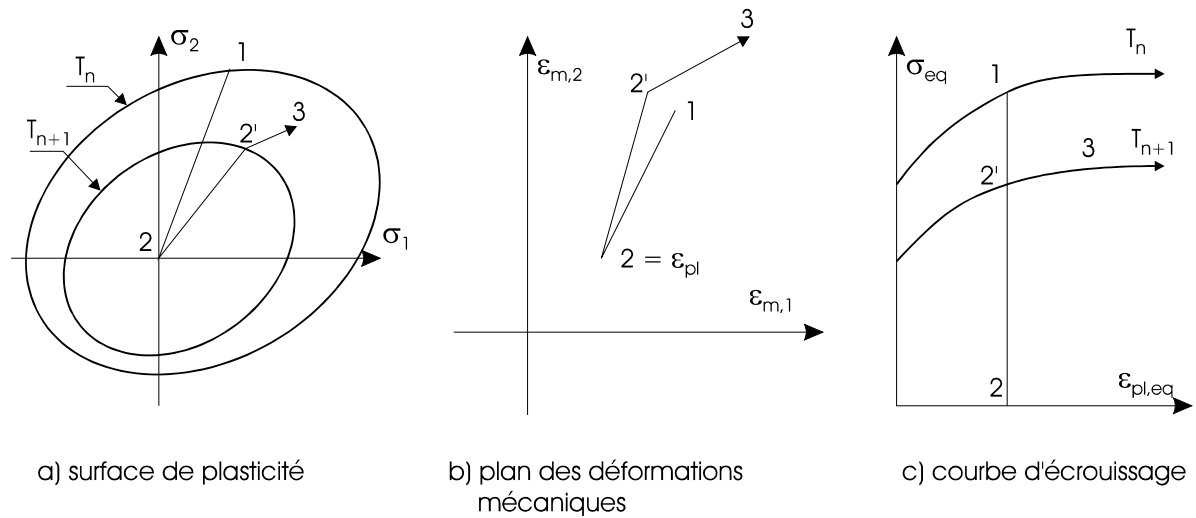
Il faut remarquer que la courbe d'écroutissage en traction est unique pour les deux directions. En conséquence, une "fissuration" dans une direction fait également diminuer la résistance à la traction dans la direction perpendiculaire. Pour découpler les deux sens de traction, il faudrait considérer séparément les deux plans de la surface de Rankine. Cela n'a pas été fait dans le modèle en son état actuel et ne sera entrepris que s'il devenait nécessaire de modéliser des structures où la résistance à la traction du béton intervient pour une part significative dans la manière de transmettre les efforts. Si c'était un jour le cas, bien des phénomènes, négligés ici pour le cas des températures élevées, devraient aussi être pris en compte.

En compression, on considère également un écroutissage négatif linéaire dont la pente est choisie en fonction des valeurs recommandées par l'Eurocode 4 [EC-42]. La taille des éléments n'est pas prise en compte car les données expérimentales sur l'énergie de rupture en compression sont déjà très rares à température ambiante, voir par exemple [VO92], et inexistantes à température élevée.

### 3.3.2.3 Intégration

On a expliqué au paragraphe 3.3.1.6 la manière dont on tient compte, d'un pas de temps à l'autre, de la variation de température sur la loi constitutive. L'explication était donnée pour le cas des lois uniaxiales mais, si le fluage n'est pas considéré de manière explicite, on

peut généraliser la technique au cas des lois multiaxiales. La figure 3.27 illustre la manière dont on procède.



**Fig. 3.27 : Première itération lors d'un pas de temps**

Examinons le comportement du matériau en un point d'intégration d'une structure qui, à l'instant  $t_n$ , est en équilibre. La loi constitutive est caractérisée, à la température  $T_n$ , par la surface de plasticité et la courbe d'écouissage non linéaire représentées à la figure. En retranchant de la déformation totale la déformation initiale et la déformation thermique, on peut calculer la déformation mécanique représentée par le point 1 sur la figure 3.27b. La connaissance de la contrainte, point 1 sur la figure 3.27a, et des propriétés élastiques à la température en question permet le calcul de la déformation plastique, représentée par le point 2 sur la figure 3.27b.

Lorsque la température change pour, par exemple, s'élever à la température  $T_{n+1}$ , il est possible de déterminer la nouvelle surface de rupture qui y correspond à partir de la nouvelle courbe d'écouissage, en supposant, comme pour les lois uniaxiales, que la déformation plastique n'est pas affectée par la variation de la température, c'est-à-dire que la déformation plastique équivalent n'est pas modifiée.

Dans l'algorithme chargé d'étudier la structure au niveau global, on suppose que la structure est bloquée lors de la première itération de chaque pas de temps. Comme la déformation thermique est affectée par la variation de température, la déformation mécanique change. Elle est maintenant représentée par le point 3 sur la figure 3.27b. Le segment 2'-3 représente l'augmentation de déformation thermique entre les températures  $T_n$  et  $T_{n+1}$ . Il est incliné à 45° sur les axes ce qui reflète le caractère hydrostatique de la déformation thermique.

Dans la sous-routine chargée de calculer la contrainte et la matrice tangente, on transmet la déformation mécanique, point 3 de la figure 3.27b, et non l'incrément de déformation, mais on considère que le matériau n'est pas chargé. Au lieu du trajet 1-3, on fait parcourir au matériau le trajet 1-2-3. Pour passer de l'état non chargé, point 2, au point 3, on utilise le formalisme et les algorithmes de la théorie de la plasticité incrémentielle établis pour

la situation isotherme. Dans le programme SAFIR, c'est le schéma d'intégration *d'Euler Backward* qui a été programmé par C. Doneux. Il n'y a aucun problème à traiter un pas de grande amplitude, 2-3, car la majeure partie, 2-2', est élastique. Dans certains cas, le point 3 se situe même en régime élastique.

Lors des itérations suivantes, la température ne change plus. La déformation totale change sous l'effet des forces hors équilibre mais, à chaque itération, on va repartir de la situation non chargée, point 2.

Après l'obtention de l'équilibre, si le point 3 reste à l'extérieur de la surface de rupture initialement calculée à la température  $T_{n+1}$ , il y a eu augmentation de l'écrouissage et il faut en tenir compte, c'est-à-dire actualiser la déformation plastique, la déformation plastique équivalente et la surface de rupture.

### 3.4 CONCLUSIONS

Concernant les propriétés thermiques des matériaux, on a surtout commenté les recommandations publiées dans les Eurocodes à propos de l'acier et du béton, en essayant, quand c'était possible, de les éclairer d'un jour nouveau.

Pour les propriétés mécaniques de ces matériaux sous des sollicitations, les modèles présentés dans les Eurocodes ont aussi été présentés et replacés dans leur contexte historique. On a montré comment certains travaux menés à Liège ont influencé le contenu des documents actuels. On s'est attardé un peu plus longuement sur des investigations récentes qui pourraient influencer leur contenu futur. La première, de nature bibliographique, porte sur la résistance rémanente du béton après échauffement et refroidissement, la deuxième, de nature expérimentale, porte sur les dilatations thermiques du béton en cours de refroidissement et la troisième, de nature théorique, porte sur la déformation ultime du béton, c'est-à-dire aussi sur la raideur des lois contraintes-déformations. Différents aspects algorithmiques ont été abordés sur la manière d'utiliser les lois de comportement en cas de changement de sens de la sollicitation et de température variable.

Concernant les propriétés en cas de sollicitations multiaxiales, on a expliqué que le choix de la surface de plasticité pour le béton avait été subordonné à la stabilité des schémas d'intégration. On a montré que les courbes d'écrouissage positif avaient été choisies pour reproduire au mieux les mêmes lois que celles des Eurocodes lorsque la sollicitation est uniaxiale. On a discuté des différences entre l'approche de la mécanique de la rupture et celle du *smearred cracking* pour l'écrouissage négatif. Enfin, on a montré une manière particulière d'intégrer les lois constitutives en cas de variation de la température qui permet, en l'absence de terme de fluage, d'utiliser presque tels quels les algorithmes de la plasticité incrémentale isotherme.

# Chapitre 4

## CALCUL DES TEMPERATURES DANS LES STRUCTURES

### 4.1 INTRODUCTION

L'effet d'un incendie sur une structure est d'élever sa température, ce qui a pour conséquence de modifier la rigidité et la résistance des matériaux qui la composent ainsi que les déplacements et les sollicitations qu'elle supporte. Ces modifications sont susceptibles d'amener la ruine après un temps qu'il faut pouvoir évaluer. Il est donc essentiel de pouvoir estimer correctement le champ thermique transitoire au sein des structures pour déterminer si elles sont capables ou non de supporter un incendie et, dans la seconde hypothèse, leur durée de résistance au feu.

La plupart des programmes numériques écrits pour l'analyse thermique des structures soumises au feu sont basés sur l'une des deux techniques suivantes : les différences finies et les éléments finis.

Le deuxième paragraphe de ce chapitre est consacré aux différences finies et à la manière dont elles sont utilisées dans le code CEFICOSS utilisé à l'ARBED. Les avantages de cette méthode sont mis en lumière ainsi que ses principales limitations.

Au troisième paragraphe, on explique la base de la méthode des éléments finis mise en oeuvre pour discrétiser et résoudre le problème dans le programme SAFIR. On rappelle brièvement les caractéristiques de l'élément utilisé pour les échanges conductifs ainsi que la manière dont on intègre les équations au cours du temps. On aborde avec un peu plus de détails la prise en compte des échanges thermiques dans les cavités qui sont présentes dans certains sections.

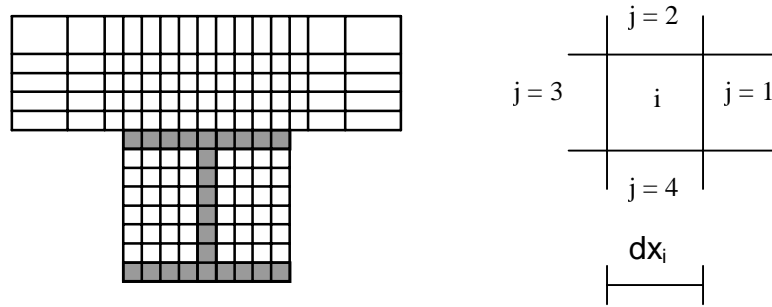
## 4.2 DIFFERENCES FINIES

La méthode des différences finies est typiquement celle des programmes établis spécialement pour résoudre un problème particulier, probablement parce qu'il s'agit d'une méthode où l'écriture des équations est assez naturelle et intuitive et parce qu'elle s'applique bien au cas des géométries régulières. T.T. Lie, par exemple, l'utilise pour le calcul des températures au sein des poteaux en profilés laminés [LI90a], dans les colonnes faites de tubes circulaires remplis de béton non armé [LI90b] ou armé [LI94] et dans les colonnes en béton armé rectangulaires [LI90c] ou rondes [LI91]. Si la méthode s'applique bien au cas des géométries particulières, cela constitue aussi sa principale limitation. Un programme écrit pour une section circulaire n'est pas applicable pour une section rectangulaire. C'est pourquoi cette technique est surtout utilisée dans les programmes à vocation bien précise et très peu dans des programmes à vocation générale.

Dans notre thèse de doctorat [FR87], nous utilisons un schéma d'intégration temporelle explicite et une discrétisation parallèle à un système d'axes orthogonal, ce qui convient bien à l'analyse des sections mixtes acier-béton constituées de profilés en double té laminés, voir figure 4.1. L'équation donnant la variation de la température au sein de chaque maille durant un intervalle de temps est la suivante :

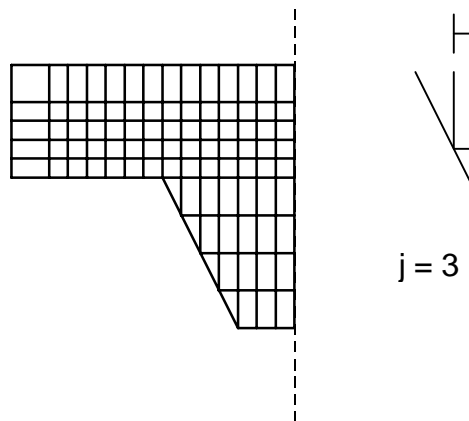
$$c_i \rho_i V_i \Delta T_i = \Delta t \sum_j (T_j - T_i) \frac{S_{i,j}}{R_{i,j}(L_{i,j}, L_{j,i})} \quad (4.1)$$

- avec
- $c_i$  chaleur spécifique du matériau de la maille  $i$ ,
  - $\rho_i$  masse volumique du matériau de la maille  $i$ ,
  - $V_i$  volume de la maille  $i$ , (=  $dx_i dy_i$  sur la figure 4.1),
  - $\Delta T_i$  incrément de température dans la maille  $i$ ,
  - $\Delta t$  incrément de temps,
  - $j$  une maille adjacente à la maille  $i$ ,
  - $T$  température,
  - $S_{i,j}$  une surface perpendiculaire au flux entre les mailles  $i$  et  $j$  (=  $dy_i$  pour  $j = 1$  sur la figure 4.1),
  - $R_{i,j}$  résistance thermique entre les mailles  $i$  et  $j$ , et
  - $L_{i,j}$  une longueur caractéristique de la maille  $i$  dans la direction de  $j$   
(=  $\frac{dx_i}{2}$  pour  $j = 1$  sur la figure 4.1).



**Fig. 4.1 : Mailles rectangulaires**

A l'usage, il est apparu très rapidement que des mailles triangulaires seraient très utiles pour représenter des frontières obliques, voir figure 4.2. Cette maille de frontière triangulaire a été introduite à Liège par Cajot dans le programme CEFICOSS et elle se révèle d'une très grande utilité.

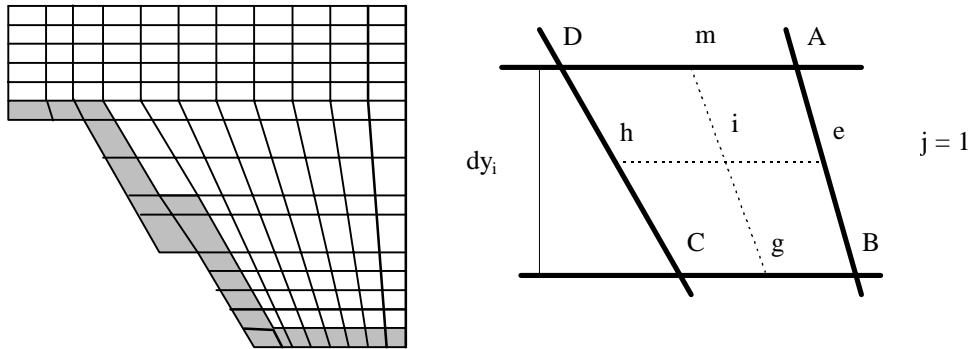


**Fig. 4.2 : Mailles triangulaires à la frontière**

Dans le cas des mailles triangulaires de surface, on utilise l'équation 4.1 avec les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}
 S_{i,j1} &= \frac{2 dy_i}{3} & L_{i,j1} &= \frac{dx_i}{3} \\
 S_{i,j2} &= \frac{2 dx_i}{3} & L_{i,j2} &= \frac{dy_i}{3} & V_i &= \frac{dx_i dy_i}{2} & (4.2) \\
 S_{i,j3} &= (dx_i^2 + dy_i^2)^{0,5} & L_{i,j3} &= \frac{2 V_i}{3 S_{i,j3}}
 \end{aligned}$$

Plus récemment s'est posé le problème de la résistance au feu de palplanches métalliques utilisées dans des parkings souterrains. Quatre essais ont été réalisés dans le Service des Ponts et Charpentes, en collaboration avec le Service de Géomécanique de l'Université de Liège pour la mise en place des sols. Un rideau formé de 2 palplanches a été placé contre le four de manière à former une des parois verticale du four, comme c'est l'usage pour tester les éléments séparants. Une épaisseur de 70 cm. de sol a été placée en contact avec l'acier des palplanches, à l'extérieur du four. Deux tests ont été réalisés avec du sable et 2 tests avec un sol argileux. Chacun des sols a été mis en place à l'état saturé d'eau puis, pour un deuxième test, à l'état non saturé. Pour modéliser le problème thermique à l'aide du programme basé sur les différences finies, CEFICOSS a été modifié de manière à permettre la discrétisation par des cellules dont les frontières sont obliques par rapport à l'un des axes orthogonaux mais restent parallèles à l'autre axe. La figure 4.3 indique de manière schématique que les frontières des cellules sont obliques, non seulement au bord de la section mais aussi à l'intérieur de celle-ci.



**Fig. 4.3 : Mailles obliques**

Dans le cas des mailles obliques, on utilise l'équation 4.1 avec les valeurs suivantes :

$$V_i = dy_i \frac{(DA + CB)}{2}$$

$$S_{i,j1} = gm$$

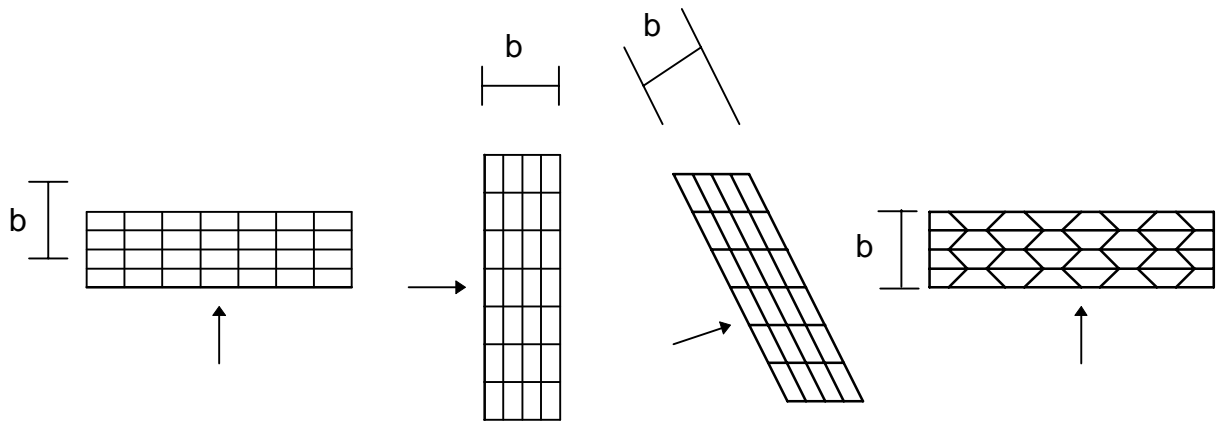
$$L_{i,j1} = \frac{V_i}{2 AB} \quad (4.3)$$

$$S_{i,j2} = he$$

$$L_{i,j2} = \frac{dy_i}{2}$$

Il a été vérifié que les équations 4.3 conduisent au même résultat dans le cas d'un flux unidirectionnel, lorsque la section est modélisée des 4 manières différentes représentées à la figure 4.4. Les isothermes sont parallèles à la face exposée avec les 4 discrétisations.





**Fig. 4.4 : Flux unidirectionnel**

Ce type de discrétisation avec mailles obliques constitue probablement un cas extrême au-delà duquel la complication des équations et de la programmation est telle qu'il est préférable d'utiliser la technique des éléments finis. Dans le cas de volumes, toute discrétisation irrégulière rend difficile l'utilisation des différences finies.

Un des avantages souvent mis en avant pour la méthode des différences finies est la facilité d'introduction des données et de présentation des résultats. Dans le cas des figures 4.1 et 4.2, par exemple, il suffit de donner l'épaisseur des différentes couches de cellules horizontales et verticales pour définir la géométrie. L'introduction de la géométrie est déjà plus compliquée dans le cas de la figure 4.3. En réalité, cette simplicité est liée à la régularité du maillage et, pour peu qu'on s'en tienne à un maillage régulier, il est également possible de faciliter l'introduction des données même si on résout le problème par la méthode des éléments finis. Cet avantage ne peut donc pas être retenu.

Par contre, il existe une totale cohérence entre le fait de considérer pour le problème thermique une seule température pour chaque cellule, calculée en son centre et supposée uniforme sur celle-ci, et le fait d'intégrer les propriétés mécaniques d'une section par la méthode des rectangles où on suppose que la contrainte et la raideur sont uniformes sur chaque cellule. C'est ce qui est fait pour l'élément fini de type "poutre" où on utilise la même discrétisation pour la section droite dans le problème statique et dans le problème thermique.

Un autre aspect confortable de la méthode des différences finies est l'absence d'oscillation spatiale dans la solution. Même dans les cas où la sollicitation présente la forme d'une variation brutale du type *escalier* comme c'est le cas au début des courbes d'incendie nominal de type ISO, et quelle que soit la taille des cellules au voisinage de la frontière, on n'observe pas d'oscillation spatiale. Les températures sont les plus élevées au voisinage de la frontière et décroissent vers l'intérieur de la surface ou du volume. Cela est dû au fait que, dans la discrétisation spatiale, il n'y a pas de couplage entre les termes capacitifs des différentes mailles.

### 4.3 ELEMENTS FINIS

Si on veut disposer d'un programme permettant l'étude de n'importe quel type de section ou de volume, la technique des éléments finis est mieux adaptée. C'est elle qui a été retenue pour le logiciel SAFIR. On dispose ainsi d'un ensemble cohérent permettant, par la seule technique des éléments finis de type déplacement, l'étude du problème thermique et celle du problème statique.

#### 4.3.1 Modélisation des échanges conductifs

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

$$\lambda \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.4)$$

avec T température,  
 $\lambda$  conductivité thermique,  
 $\rho$  masse volumique,  
 c chaleur spécifique,  
 t temps, et  
 x, y, z coordonnées spatiales.

La technique des éléments finis consiste d'abord à diviser le volume total au sein duquel on cherche la solution en un nombre fini d'éléments de forme définie. Au sein de chacun des éléments, on pose une hypothèse sur la forme de la distribution spatiale de la solution, c'est-à-dire sur la forme du champ de température. Dans le code SAFIR, on utilise des éléments isoparamétriques linéaires à 3 ou 4 noeuds, pour les problèmes plans, et à 6 ou 8 noeuds, pour les problèmes tridimensionnels. La géométrie des éléments et le champ de température sont représentés par les mêmes fonctions d'interpolation. On obtient ainsi :

$$\begin{aligned} x &= N_i x_i \\ y &= N_i y_i \\ z &= N_i z_i \\ T &= N_i T_i \end{aligned} \quad (4.5)$$

avec  $x_i, y_i, z_i$  coordonnées au noeud  $i$  de l'élément,  
 $T_i$  température au noeud  $i$  de l'élément,  
 $N_i$  fonction d'interpolation relative au noeud  $i$ .

Les fonctions d'interpolation linéaires, exprimées dans les coordonnées paramétriques, sont rappelées ici pour mémoire.

Elément plan triangulaire :

$$\mathbf{N} = \langle \lambda \quad \xi \quad \eta \rangle \tag{4.6}$$

avec  $\lambda = 1 - \xi - \eta$

Elément plan quadrilatéral :

$$\mathbf{N} = \frac{1}{4} \langle (1-\varepsilon)(1-\eta) \quad (1+\varepsilon)(1-\eta) \quad (1+\varepsilon)(1+\eta) \quad (1-\varepsilon)(1+\eta) \rangle \tag{4.7}$$

Elément prismatique à base triangulaire :

$$\mathbf{N} = \frac{1}{2} \langle (1-\varsigma)\lambda \quad (1-\varsigma)\xi \quad (1-\varsigma)\eta \quad (1+\varsigma)\lambda \quad (1+\varsigma)\xi \quad (1+\varsigma)\eta \rangle \tag{4.8}$$

Elément prismatique à base quadrilatérale.

$$\mathbf{N} = \frac{1}{8} \begin{matrix} \langle (1-\varepsilon)(1-\eta)(1-\varsigma) & (1+\xi)(1-\eta)(1-\varsigma) & (1+\xi)(1+\eta)(1-\varsigma) \\ (1-\xi)(1+\eta)(1-\varsigma) & (1-\xi)(1-\eta)(1+\varsigma) & (1+\xi)(1-\eta)(1+\varsigma) \\ (1+\xi)(1+\eta)(1+\varsigma) & (1-\xi)(1+\eta)(1+\varsigma) & \end{matrix} \tag{4.9}$$

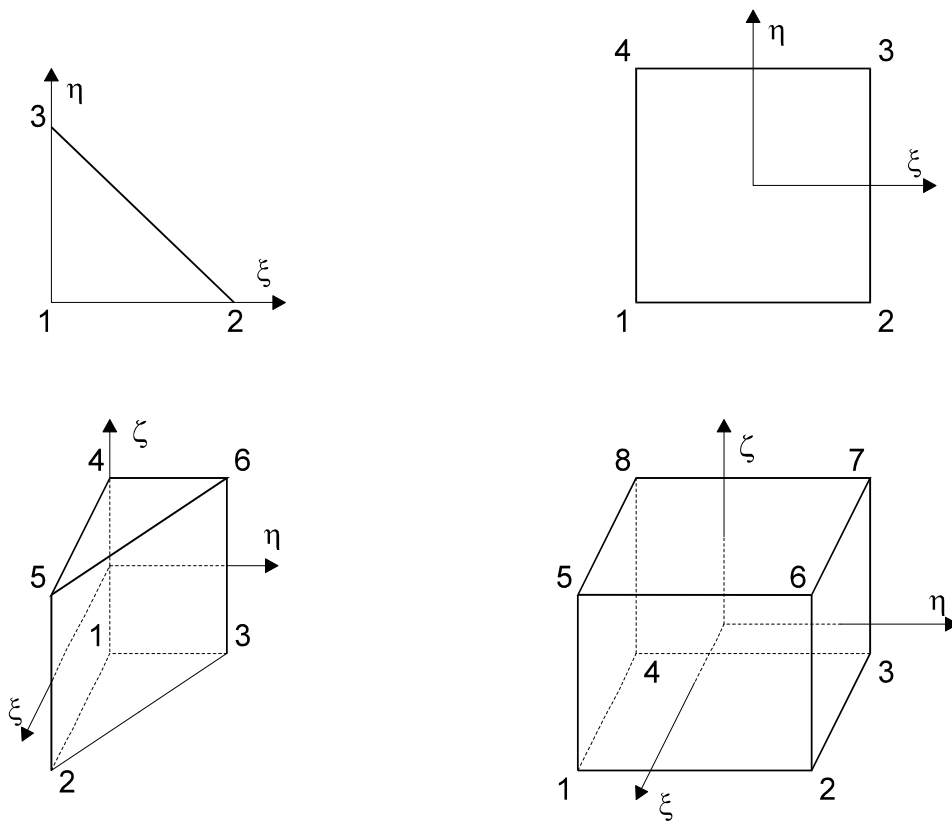


Fig. 4.5 : Eléments isoparamétriques linéaires

Sur la figure 4.5, les éléments sont de forme régulière parce qu'ils sont représentés dans les coordonnées paramétriques. Les surfaces ont la forme de triangles rectangles ou de carrés. Dans les coordonnées cartésiennes  $x, y, z$  les triangles peuvent être scalènes et les quadrilatères quelconques.

Les fonctions d'interpolation 4.5 à 4.9 donnent à la géométrie et à la solution une continuité de type  $C^0$ . Il n'y a pas de discontinuité de la matière entre deux éléments adjacents. A la frontière commune de 2 éléments, la température est la même dans les deux éléments. La solution est continue mais non continûment dérivable.

Comme les fonctions d'interpolation sont linéaires en chacune des coordonnées paramétriques, les bords des éléments sont rectilignes et le champ de température varie de manière linéaire suivant chaque direction c'est-à-dire d'un noeud à un noeud adjacent. Dans un travail préparatoire mené à l'occasion d'un travail de fin d'étude, Luyckx avait choisi des éléments du second degré pour son programme numérique d'analyse des problèmes bidimensionnels [LU91]. Dans le cadre d'un outil dont l'objectif unique serait l'établissement de champs thermiques mais qu'on voudrait pouvoir utiliser pour n'importe quel type d'objet, il serait certainement souhaitable de disposer d'éléments présentant un degré d'interpolation plus élevé que celui des éléments linéaires. Mais, si nous avons voulu donner au programme SAFIR un caractère plus général que la plupart des programmes écrits spécifiquement pour le calcul de la résistance au feu d'un type particulier d'objet, son champ d'application privilégié reste malgré tout celui des constructions.

Les composants des structures de bâtiment sont presque toujours prismatiques et à faces planes. C'est le cas de tous les profilés laminés, des dalles, des planchers mixtes, des poutres en béton et de la majorité des colonnes. Là où des surfaces courbes se rencontrent, elles sont presque toujours cylindriques : barres à béton, colonnes circulaires en béton armé, tubes ronds en acier, évidemment à l'intérieur des hourdis en béton, ... Si l'élément à étudier est de petite taille par rapport à l'ensemble de la structure, on peut le représenter par un seul élément fini de surface équivalente, par exemple de forme carrée pour une barre à béton, et de forme triangulaire pour le congé de raccordement âme-semelle d'un profilé laminé. Si l'élément courbe est de taille plus importante, ou s'il faut étudier de manière plus détaillée un petit objet, le rayon de courbure d'un cercle, en plus d'être constant, est d'un ordre de grandeur supérieur à la longueur caractéristique souhaitée au niveau du résultat. Si, par exemple, dans une colonne ronde en béton armé d'un diamètre de 30 cm., on veut connaître une valeur de la température environ tous les centimètres, une discrétisation spatiale par facettes linéaires est alors fort proche de la surface réelle et est tout-à-fait acceptable. Il n'y a donc guère de cas, pour des structures de bâtiment, où la discrétisation par facettes planes constitue un handicap.

Au niveau du champ thermique, on gardera à l'esprit que la plupart des calculs sont effectués dans des sections droites de poutre et que le même maillage sera utilisé pour les intégrations de la raideur et des efforts sur la section droite. On considérera alors que la contrainte et la raideur sont constantes sur chaque maille, c'est-à-dire sur chacun des éléments finis de l'étude thermique. La discrétisation spatiale est donc guidée autant par la finesse souhaitée lors de l'analyse statique que par la taille maximum que permettrait l'étude thermique. Dans le cas d'une dalle-poutre chauffée sur sa face inférieure, l'analyse thermique autoriserait de grands éléments au voisinage de la face supérieure, puisque les températures y sont presque uniformes, mais l'intégration de l'effort de compression requiert un grand

nombre de petits éléments au sein desquels l'approximation linéaire du champ de température est amplement suffisante. Bien sûr, il serait possible d'envisager une intégration des propriétés mécaniques en chacun des points d'intégration de Gauss des éléments finis thermiques. Se poserait alors le problème des éléments dont la taille est dictée par la topologie de l'objet à étudier. Lorsqu'on représente une barre à béton, l'âme d'un double té au sein d'une section mixte ou la tôle profilée à froid servant de coffrage à un plancher mixte, la taille de l'élément fini est au maximum celle de l'objet en question. Il n'y a pas d'intérêt à considérer un champ de température du second degré à travers l'épaisseur d'une tôle en acier de 0.70 mm. d'épaisseur, pas plus qu'il n'y en a à calculer la contrainte en 4 points différents de la même section d'une barre en acier. L'utilisation de champs du second degré dans les petits éléments conduirait donc à un gaspillage de points d'intégration. Pour rester efficace, il faudrait probablement envisager des éléments avec degré d'intégration et/ou d'interpolation différents. On devrait par exemple, pour un problème plan, avoir des éléments qui, dans chacune des 2 directions, seraient linéaires-linéaires, linéaires-quadratiques ou quadratiques-quadratiques.

Le gros inconvénient des éléments linéaires réside dans les oscillations spatiales observées dans la solution. Pour illustrer ce phénomène, la figure 4.6 montre les températures calculées dans un voile de béton de 20 cm. d'épaisseur après échauffement de 10 minutes par la courbe ISO sur sa face gauche. La solution obtenue avec 14 noeuds et des éléments linéaires de 1.25 cm près de la surface décroît de manière continue. Cette taille de 1.25 cm est un maximum si on veut étudier l'aspect statique du problème ; on utiliserait plutôt des éléments de 1 cm. La solution avec 4 noeuds et 1 élément de 5 cm près de la surface montre une oscillation spatiale importante puisque la température du deuxième noeud, à 5 cm. de la face exposée, a diminué et est même devenue négative. En fait, comme on le verra par la suite, l'équilibre thermique est respecté *en moyenne* sur l'élément. On remarque sur la figure que les oscillations sont déjà moins sévères si on diagonalise la matrice de capacité C.

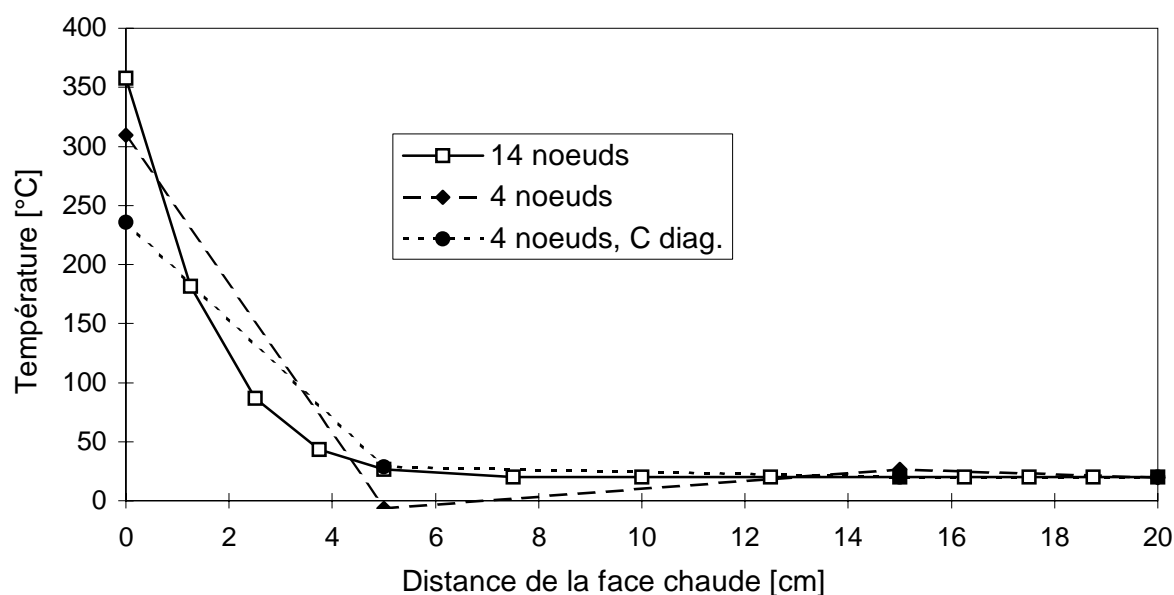


Fig. 4.6 : Oscillations spatiales

En conclusion, étant donné le champ d'application du programme, il n'a pas paru nécessaire d'enrichir les éléments au-delà du champ linéaire à condition d'accepter les petites oscillations spatiales qui peuvent apparaître pendant quelques minutes au voisinage des faces exposées, ces oscillations n'ayant pas d'influence réelle sur la durée de résistance finalement calculée.

La solution discrétisée par les équations 4.5 ne respecte plus l'équation locale 4.4 en chaque point. On remplace cette équation 4.4 par une forme faible qui sera respectée en moyenne sur chaque élément (méthode des résidus pondérés). On multiplie l'équation 4.4 par des fonctions de pondération et on intègre le résultat sur le volume de l'élément. Si on choisit comme fonctions de pondération les fonctions d'interpolation utilisées pour la discrétisation (méthode de Galerkin) et qu'on intègre le membre de gauche par partie à l'aide de la formule de Green, on obtient pour chaque élément fini l'équation suivante :

$$\int_V \lambda (\nabla N_i)^T (\nabla N_j) dV \quad T_i + \int_V c \rho N_i \dot{N}_j dV \quad \dot{T}_i = - \int_S N_i q_n dS \quad (4.10)$$

avec  $V$  Volume de l'élément,  
 $\nabla$  l'opérateur  $\left\langle \frac{\partial}{\partial x}; \frac{\partial}{\partial y}; \frac{\partial}{\partial z} \right\rangle$ ,  
 $\dot{T}$   $\frac{\partial T}{\partial t}$ ,  
 $S$  surface de l'élément, et  
 $q_n$  flux de surface.

Pour arriver à l'équation 4.10, on utilise l'équation suivante :

$$q_n = -\lambda \nabla T_j \cdot \underline{n}_j$$

avec  $\underline{n}$  normale à la surface.

Finalement, après assemblage des contributions relatives à chaque élément, on obtient l'équation matricielle suivante qui traduit l'équilibre aux noeuds de l'objet analysé :

$$\underline{\underline{K}} \underline{T} + \underline{\underline{C}} \underline{\dot{T}} = \underline{g} \quad (4.11)$$

avec  $\underline{\underline{K}}$  matrice de conductivité,  
 $\underline{\underline{C}}$  matrice de capacité,  
 $\underline{g}$  vecteur de charge aux frontières et  
 $\underline{T}$  vecteur solution donnant les températures aux noeuds.

Le calcul des matrices  $\underline{\underline{K}}$  et  $\underline{\underline{C}}$  ainsi que du vecteur de charge  $\underline{g}$  n'est pas détaillé ici. Il résulte directement de l'équation 4.10. Signalons simplement que, dans le programme SAFIR, l'intégration sur le volume des éléments est effectuée numériquement et les propriétés thermiques des matériaux sont évaluées à chaque point d'intégration.

L'équation 4.11 exprime l'équilibre thermique en un instant donné et, pour calculer l'évolution des températures dans la structure lors de l'incendie, il faut intégrer cette équation au cours du temps. Cette intégration est réalisée par le schéma implicite à un pas du point milieu généralisé, dont le principe est décrit brièvement ci-après.

Si, en un instant  $t_n$ , on a calculé le vecteur solution  $\underline{T}_n$ , et si on appelle  $\underline{T}_{n+1}$  le vecteur solution à trouver au temps suivant  $t_{n+1}$ , on suppose que la solution varie linéairement entre  $t_n$  et  $t_{n+1}$ . En chaque instant  $t_\theta \in ]t_n, t_{n+1}]$  on aura donc :

$$\underline{T}_\theta = \underline{T}_n + \theta (\underline{T}_{n+1} - \underline{T}_n) \quad (4.12)$$

$$\text{avec } t_\theta = t_n + \theta (t_{n+1} - t_n) \\ = t_n + \theta \Delta t$$

$$\text{et } \theta \in ]0,1]$$

La dérivée temporelle des températures est donc constante, ce qui s'exprime de la manière suivante :

$$\dot{\underline{T}}_\theta = \frac{\underline{T}_{n+1} - \underline{T}_n}{\Delta t} = \frac{\underline{T}_\theta - \underline{T}_n}{\theta \Delta t} \quad (4.13)$$

C'est en l'instant  $t_\theta$  que l'on va chercher à exprimer l'équilibre thermique. Pour obtenir une première approximation de la solution, on suppose d'abord que le taux de variation reste le même qu'au cours du pas précédent. On obtient ainsi :

$$\underline{T}_\theta^{(1)} = \underline{T}_n + \theta (\underline{T}_n - \underline{T}_{n-1}) \quad (4.14)$$

Si cette solution était exacte, elle vérifierait l'équation 4.11 et on aurait :

$$\underline{\underline{K}} \underline{T}_\theta^{(1)} + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{T}}_\theta^{(1)} - \underline{g} = \underline{0} \quad (4.15)$$

ou encore, en tenant compte de l'équation 4.13,

$$\underline{\underline{K}} \underline{T}_\theta^{(1)} + \underline{\underline{C}} \frac{(\underline{T}_\theta^{(1)} - \underline{T}_n)}{\theta \Delta t} - \underline{g} = \underline{0} \quad (4.16)$$

En général, cette distribution de température extrapolée depuis le pas de temps précédent, éq. 4.14, n'est pas exacte et l'équilibre n'est pas vérifié. Il reste un résidu non nul à l'équation 4.16:

$$\underline{r}(\underline{T}_\theta^{(1)}) = \underline{K} \underline{T}_\theta^{(1)} + \underline{C} \frac{\underline{T}_\theta^{(1)} - \underline{T}_n}{\theta \Delta t} - \underline{g} \neq \underline{0} \quad (4.17)$$

Il faut trouver la correction  $\Delta \underline{T}_\theta^{(1)}$  à apporter à  $\underline{T}_\theta^{(1)}$  pour que la nouvelle valeur de la solution respecte l'équilibre, c'est-à-dire qu'elle annule le résidu. On écrit l'équation suivante :

$$\underline{r}(\underline{T}_\theta^{(1)} + \Delta \underline{T}_\theta^{(1)}) = \underline{0} \quad (4.18)$$

La méthode de linéarisation de Newton permet d'estimer ce que sera le résidu en  $\underline{T}_\theta^{(1)} + \Delta \underline{T}_\theta^{(1)}$ , à condition de dériver l'équation 4.17.

$$\underline{r}(\underline{T}_\theta^{(1)} + \Delta \underline{T}_\theta^{(1)}) = \underline{r}(\underline{T}_\theta^{(1)}) - \frac{\partial \underline{r}}{\partial \underline{T}} \cdot \Delta \underline{T}_\theta^{(1)} \quad (4.19)$$

Exprimant que, suivant l'équation 4.18, le membre de droite de l'équation 4.19 doit être nul, on obtient l'équation qui permet de calculer la correction à apporter à la solution :

$$\Delta \underline{T}_\theta^{(1)} = - \frac{\partial \underline{r}}{\partial \underline{T}}^{-1} \underline{r}(\underline{T}_\theta^{(1)}) \quad (4.20)$$

Connaissant cette deuxième estimation de la solution en  $t_\theta$ ,  $\underline{T}_\theta^{(1)} + \Delta \underline{T}_\theta^{(1)}$ , on peut appliquer successivement l'équation 4.20 sous la forme plus générale de l'équation 4.21 jusqu'à obtenir l'équilibre :

$$\Delta \underline{T}_\theta^{(i)} = - \frac{\partial \underline{r}}{\partial \underline{T}}^{-1} \underline{r}(\underline{T}_\theta^{(i)}) \quad (4.21)$$

La dérivée du résidu qui intervient dans l'équation 4.21 est donnée, suivant l'équation 4.17, par l'expression suivante :

$$\frac{\partial \underline{r}}{\partial \underline{T}} = \frac{\partial \underline{K}}{\partial \underline{T}} \cdot \underline{T} + \underline{K} + \frac{\partial \underline{C}}{\partial \underline{T}} \frac{\underline{T}_\theta^{(i)} - \underline{T}_n}{\theta \Delta t} + \underline{C} \frac{1}{\theta \Delta t} - \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{T}} \quad (4.22)$$



Dans cette expression, les matrices qui proviennent de dérivées par rapport à  $\underline{T}$  ne sont pas symétriques. Afin de pouvoir utiliser un algorithme de résolution valable pour des systèmes à matrice symétrique, on traite le problème de la manière suivante.

1. Les termes en  $\frac{\partial \underline{K}}{\partial \underline{T}}$  et  $\frac{\partial \underline{C}}{\partial \underline{T}}$  sont négligés. Ces matrices dépendent de la température par l'intermédiaire des propriétés thermiques des matériaux et, sur un pas de temps, cette dépendance est assez faible.
2. Le terme en  $\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{T}}$  présente une dépendance assez forte de la température. En effet, en cas d'incendie, on utilise typiquement pour le flux de surface l'expression suivante :

$$q = h (T_S - T_G) + \sigma \varepsilon^* (T_S^4 - T_G^4) \quad (4.23)$$

avec  $q$  flux de surface,  
 $h$  coefficient de convection,  
 $T_S$  température de surface,  
 $T_G$  température des gaz représentative de l'incendie,  
 $\sigma$  constante de Stefan-Boltzman et  
 $\varepsilon^*$  émissivité relative.

On a donc conservé la dérivée du terme de charge, en rendant la matrice symétrique par l'opération suivante :

$$A(i, j) = \frac{A(i, j) + A(j, i)}{2} \quad (4.24)$$

avec  $\underline{A}$  matrice  $\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{T}}$

Ainsi, l'expression suivante sera donc utilisée dans le calcul de la matrice d'itération :

$$\frac{\partial \underline{r}}{\partial \underline{T}} = \underline{K} + \frac{\underline{C}}{\theta \Delta t} - \frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{T}} \quad (4.25)$$

La matrice d'itération n'est donc pas tout-à-fait exacte et la convergence en est quelque peu ralentie mais l'évaluation du résidu, éq. 4.17, n'est pas affectée par les approximations introduites et la convergence se fait vers la solution exacte.

La deuxième étape, après obtention de la solution qui assure l'équilibre en  $t_0$ , est l'extrapolation vers  $t_{n+1}$ , toujours sur base d'une variation linéaire :

$$T_{n+1} = T_{\theta} + (T_{\theta} - T_n) \frac{(1 - \theta)}{\theta} \quad (4.26)$$

Le choix du paramètre  $\theta$  est laissé à l'utilisateur mais, pour que la méthode reste stable, il convient d'adopter  $\theta \geq 0.5$ .

On présente ici 3 exemples de simulation menés sur les éléments tridimensionnels soumis à l'incendie et au sein desquels les échanges thermiques se font par conduction.

**Le premier exemple** concerne un noeud poutre-colonne mixte acier-béton testé par Jungbluth et Gradwohl [JU87]. La figure 4.7 montre une perspective du quart de l'objet tel qu'il a été discrétisé. La face horizontale supérieure est un plan de symétrie situé à mi-hauteur de la poutre et la face verticale arrière est un plan de symétrie situé à mi-épaisseur de l'âme de la poutre. La connection entre l'extrémité de la poutre et la semelle de la colonne se fait par une plaque d'about. Les profilés de la poutre et de la colonne sont des HEA300. Le maillage est extrêmement grossier si on considère qu'on utilise ici des éléments linéaires.

**Fig. 4.7 : Noeud mixte poutre-colonne**

La figure 4.8 donne les isothermes calculées après 2 heures d'exposition à l'incendie ISO. On remarque le rôle de la plaque d'about dont l'épaisseur importante permet la pénétration locale de la chaleur au sein du noeud.



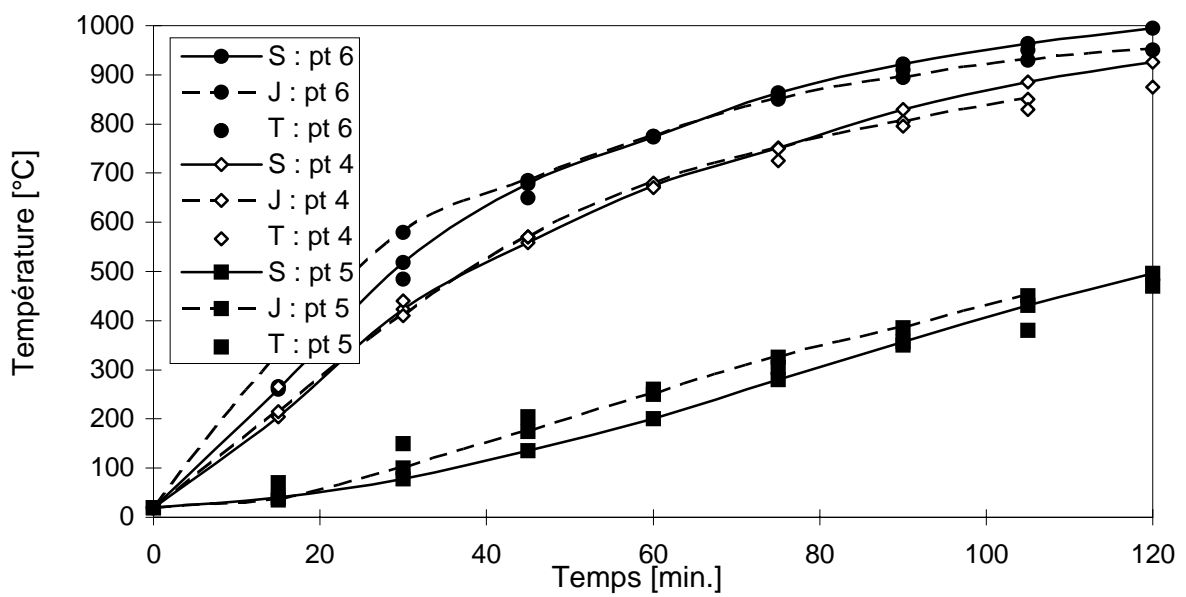
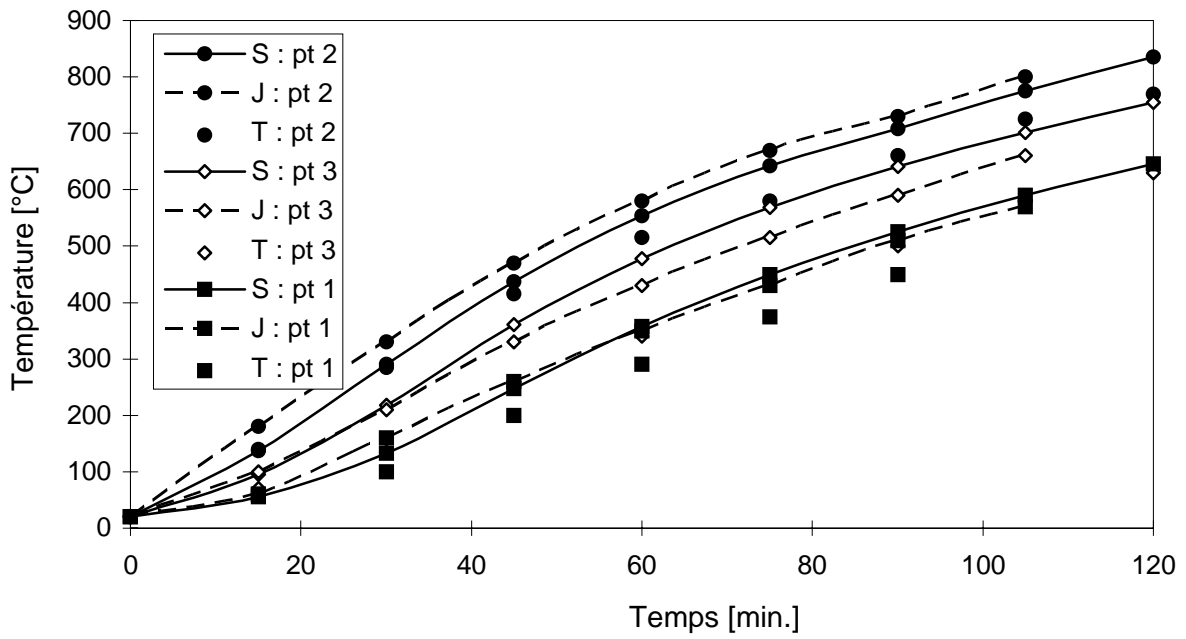
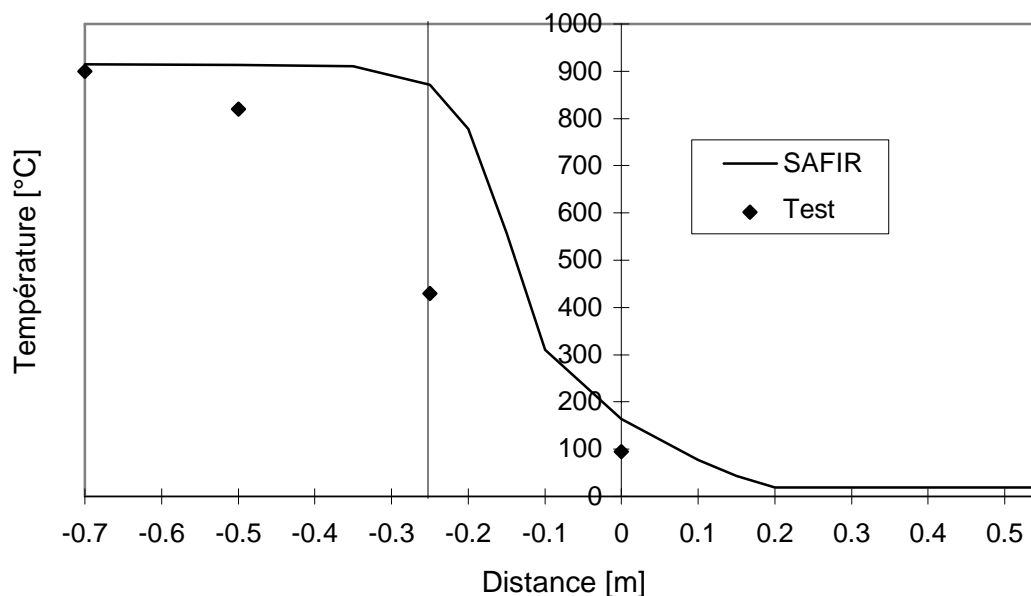


Fig. 4.9 : Comparaison entre calcul et essai

La figure 4.9 montre la comparaison entre les résultats du calcul et les mesures, pour la température en différents points. Sur cette figure, S représente les résultats obtenus par SAFIR, J représente les résultats obtenus par Jungbluth avec le même nombre d'éléments mais des éléments du second degré et T représente les résultats obtenus lors du test.

**Le deuxième exemple** porte sur une poutre mixte acier béton testée à l'Université de Gand. Ce test avait été réalisé pour la société ARBED dans le cadre d'une recherche financée par la CECA [SC87b] et devant aboutir à l'écriture du programme CEFICOSS. La poutre mixte acier-béton avec dalle collaborante était posée sur deux appuis aux extrémités du four mais une partie en encorbellement s'étendait hors du four ce qui, au voisinage de l'appui situé entre le four et l'encorbellement, donnait lieu à des flux longitudinaux et à une distribution de température tridimensionnelle. La figure 4.10 montre une perspective d'une demi poutre, avec plan de symétrie vertical au milieu de l'âme du profilé laminé. La partie située dans le four, plus claire, est à l'avant du dessin et la partie en encorbellement, plus sombre, est à l'arrière. On aperçoit sous la poutre la plaque métallique servant de raidisseur au droit de l'appui. On voit que, suivant le calcul, la perturbation est très locale et qu'à une faible distance de l'appui, on retrouve une distribution des températures qui est la même dans toutes les sections droites.

La figure 4.11 montre, après 120 minutes d'essai, la température, au milieu de la semelle inférieure du profilé laminé en fonction de la position horizontale du point considéré. La partie gauche du dessin représente le four et la partie droite l'encorbellement. Les deux traits verticaux marquent l'épaisseur de la paroi du four.



**Fig. 4.11 : Températures dans une semelle après 120 minutes**

Le calcul est en très bon accord avec les mesures dans les sections qui sont éloignées de l'appui, au milieu du four par exemple. Là où le champ thermique est bidimensionnel, la simulation représente bien les mesures. Dans la zone proche de l'appui, les calculs prédisent

par contre une zone de transition plus courte que celle observée. L'influence des flux longitudinaux se fait sentir beaucoup plus loin lors de l'essai que lors des calculs. Cela est dû au fait que les conditions aux limites imposées pour le calcul ne représentent pas de manière très précise la réalité d'un essai au four. On impose en effet, sur toutes les surfaces de la poutre qui se trouvent à l'intérieur du four, une condition du type de celle donnée par l'équation 4.23, dans laquelle on donne à  $T_G$  la valeur de la courbe ISO. On suppose donc que des conditions thermiques uniformes règnent à l'intérieur du four, ce qui n'est pas exact. Dans les coins du four, c'est-à-dire près des appuis de la poutre, les vitesses des gaz chauds produits par les brûleurs sont plus faibles, ce qui réduit les échanges par convection. La configuration géométrique locale, que l'on pourrait quantifier par les facteurs de vue, mène quant à elle à des échanges radiatifs plus faibles que ceux ayant lieu au milieu des parois. Ces deux effets conduisent donc à des températures de surface près des appuis assez nettement inférieures à celles obtenues au milieu de la poutre, même si les températures des gaz que l'on pourrait mesurer au voisinage des parois sont assez uniformes. Ce phénomène a été mis en évidence de manière particulièrement claire par Bresslof et al. [BR95] grâce à l'utilisation du code CFD, "*Computational Fluid Dynamic*", SOFIE. La simulation menée ici montre que ce ne sont pas tellement les flux longitudinaux qui influencent la répartition de température près des appuis mais bien les conditions d'échange thermique à l'intérieur du four. Deux questions se posent alors.

1. Quel est l'intérêt de simuler le champ thermique tridimensionnel dans la structure au voisinage des appuis, puisque le résultat du calcul ne représente de toute façon la réalité que de manière imparfaite ? La réponse tient probablement dans un certain niveau de cohérence à observer dans le degré de sophistication des hypothèses et des méthodes de calcul. Ou bien l'environnement thermique dans le four ou le local incendié est représenté de manière simplifiée, c'est-à-dire uniforme, et les calculs thermiques associés se limitent au cas bidimensionnel dans la structure, ou bien il est possible d'obtenir une image 3D de l'environnement thermique dans le four et les calculs 3D dans la structure sont alors tout indiqués. Des calculs tels que ceux présentés ci-avant, 3D dans la structure mais basés sur une hypothèse simplificatrice au niveau de l'environnement, peuvent néanmoins présenter un certain intérêt car ils permettent d'apprécier certains phénomènes. On peut voir par exemple que la partie de la poutre située hors du four n'est que très faiblement influencée par l'incendie qui se développe de l'autre côté de l'appui. Il est donc justifié de ne pas en tenir compte dans le calcul de la résistance de cette partie qui peut s'effectuer à 20°C, d'autant plus que l'hypothèse d'un environnement uniforme se situe, pour cet effet, du côté de la sécurité. L'exemple de la colonne métallique traversante présenté ci-après permet de tirer le même type de conclusion.
2. Ne faudrait-il pas définir les conditions thermiques à respecter à l'intérieur des fours d'essais autrement que par l'évolution de la température des gaz chauds ? En effet, la topologie du four, la nature de ses parois, le nombre et la position des brûleurs, le type de carburant utilisé,... influencent les échanges thermiques entre le four et l'élément testé. Les calculs les plus sophistiqués ne font que quantifier un phénomène connu depuis longtemps : certains fours sont systématiquement plus, ou moins, sévères que d'autres envers les éléments testés. La solution définitive à ce problème serait de normaliser l'ensemble du four et non seulement la courbe de température, mais cela obligerait à reconstruire tous les fours actuellement en activité. Une première amélioration peut être apportée par un

recouvrement des parois intérieures des fours en matériau fibreux et léger. Cette transformation est peu coûteuse et a pour résultat d'uniformiser les propriétés radiatives des surfaces intérieures ainsi que leur effusivité thermique, c'est-à-dire leur propension à emmagasiner la chaleur. Certains chercheurs proposent d'utiliser un nouveau type de thermocouple pour mesurer la température à l'intérieur du four, le thermomètre à plaque, *plate thermometer*, [WI88]. Ce thermomètre est composé d'une mince tôle d'acier carrée de 100 mm de côté dont une des faces est isolée par une couche de matériau céramique. Entre la tôle et le matériau isolant se trouve un thermocouple à réponse rapide dont la température représente la réponse du thermomètre à plaque. L'avantage de ce thermomètre est que sa réponse dépend à la fois du flux radiatif et du flux convectif qu'il reçoit, alors que les thermocouples traditionnels sont surtout sensibles à la convection. Une étude comparative menée par Cooke a cependant montré que si le flux de surface reçu par la partie centrale d'un élément d'épreuve est mieux contrôlé grâce à l'utilisation du thermomètre à plaque, il y a toujours autant de disparités en ce qui concerne le flux reçu dans les coins du four [CO94]. Le problème n'est donc pas encore totalement résolu et les travaux de recherches se poursuivent, alimentant les travaux de diverses commissions au sein du CEN et de l'ISO.

**Le troisième exemple** présenté est celui d'une dalle en béton de 15 cm d'épaisseur traversée par une colonne métallique formée d'un profilé laminé en acier de type HEA280. La face inférieure de la dalle et la partie de la colonne sous la dalle baignent dans un environnement de type ISO, de manière uniforme comme cela a été discuté précédemment. La question qui se pose est de savoir si la conduction de chaleur à travers le profilé métallique est susceptible de porter certaines parties de la face non exposée à une température supérieure à 200°C. La figure 4.12 montre la discrétisation adoptée, par raison de symétrie, pour représenter un quart de la structure et la figure 4.13 montre l'allure des isothermes sur la face supérieure de la dalle après 90 minutes. On voit ici aussi, que la zone affectée est très peu étendue.

**Fig. 4.12 : Colonne traversante**



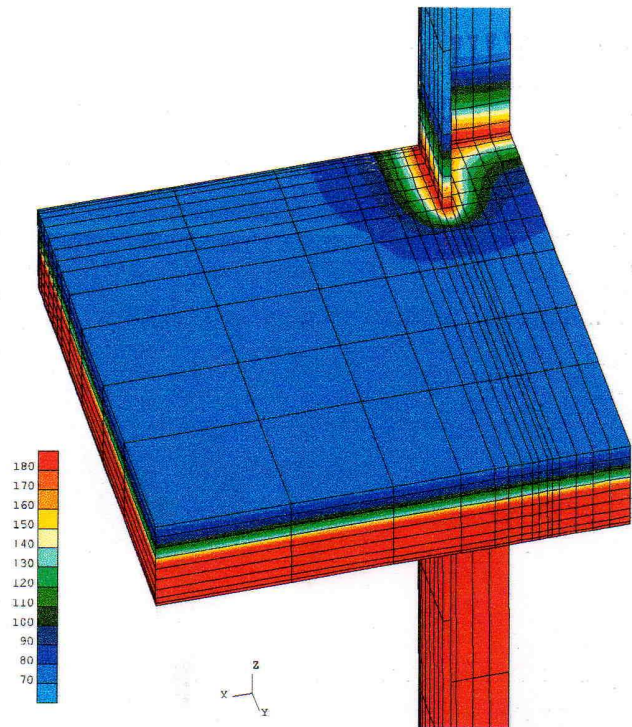


Fig. 4.13 : Isothermes à la face supérieure

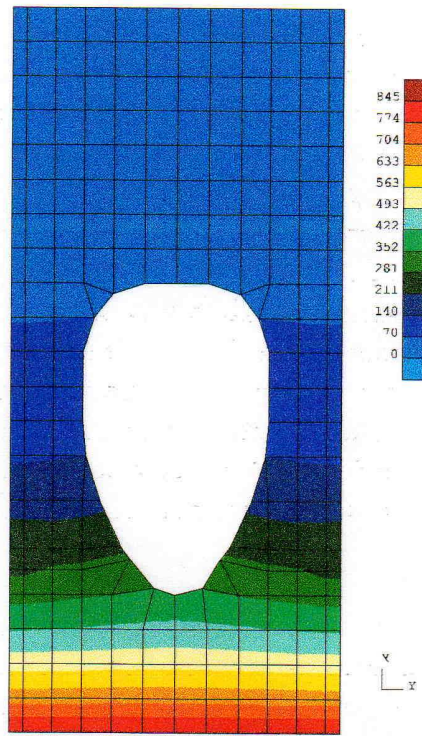


Fig. 4.14 : Hourdis alvéolé

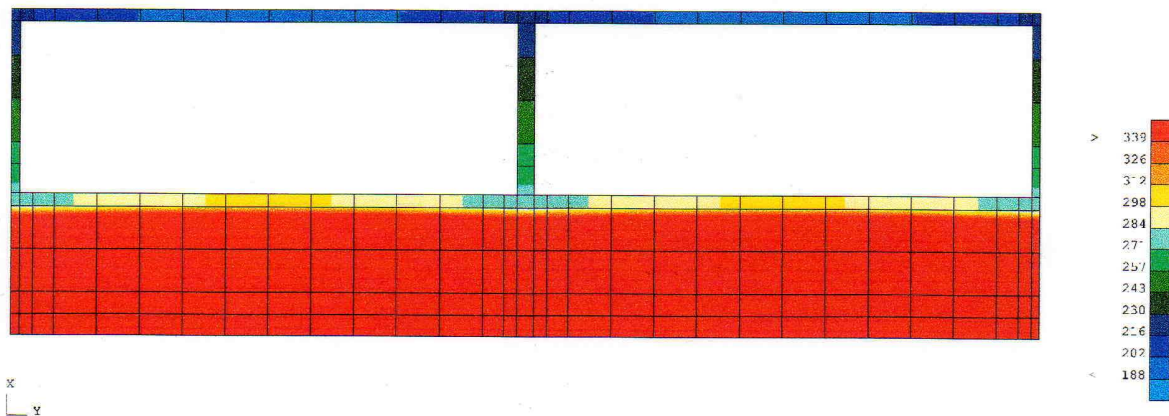


Fig. 4.16 : Cloison séparante

### 4.3.2 Modélisation des échanges dans les cavités internes

Des cavités internes macroscopiques remplies d'air sont présentes dans différents types d'éléments : hourdis ajourés en béton, profilés laminés protégés par un caisson de plaques isolantes, cloisons séparantes à base de plaques de plâtre posées sur un cadre (*steel stud gypsum plaster board*, ou *wood stud gypsum plaster board*), tubes en acier, ... Des échanges thermiques naissent à l'intérieur de ces cavités et il importe d'en tenir compte. Les hypothèses de bases utilisées pour la prise en compte des échanges au sein des cavités sont celles formulées par Wickström [WI79] :

- les échanges par conduction dans l'air sont négligeables ;
- la chaleur spécifique de l'air est négligeable ;
- l'air est transparent aux flux radiatifs. On parle de milieu non participant ;
- les parois des cavités sont des corps diffusifs gris.

Sur base de ces hypothèses, les cavités, aussi appelées "vides internes", sont prises en compte par l'intermédiaire de leurs surfaces traitées comme des frontières à caractère particulier. A l'heure actuelle, la prise en compte des vides internes par le programme SAFIR n'est possible que dans le cas des structures planes et des cavités convexes. Les équations et les techniques détaillées ci-après pourraient en principe être "aisément" programmées pour le cas de structures 3D et/ou de cavités concaves. Des deux limitations exposées, le respect d'une forme convexe se révèle parfois quelque peu gênant à l'usage alors que la nécessité de prendre en compte des cavités dans des structures 3D ne se présente pratiquement jamais.

Au sein des vides internes, on prend séparément en compte les échanges convectifs et les échanges radiatifs.

Pour la **convection**, on suppose que l'échange thermique à la surface de la cavité est fonction linéaire du gradient de température, comme pour les surfaces extérieures, éq. 4.23. L'équation suivante modélise donc l'échange convectif :

$$q_c = h (T_S - T_v) \quad (4.27)$$

avec  $q_c$  flux convectif,  
 $h$  coefficient de convection,  
 $T_S$  température à la surface interne du vide et  
 $T_v$  température de l'air dans la cavité.

Puisque la chaleur spécifique de l'air est négligée, la température de l'air est la même en tout point de la cavité. La température de surface, quant à elle, varie d'un endroit à un autre. Avec la discrétisation abordée, elle varie linéairement d'un noeud à l'autre. On détermine à tout instant la température de l'air dans le vide, en exprimant que la somme des flux convectifs est nulle :

$$\int_S q_c \, dS = 0 \quad (4.28)$$

Dans le cas particulier des éléments linéaires, l'équation 4.28 permet d'exprimer très facilement la température de l'air en fonction des températures de surface, à l'aide de l'équation suivante :

$$T_v = \frac{\sum_{i=1}^N T_i L_i}{\sum_{i=1}^N L_i} \quad (4.29)$$

avec  $N$  nombre d'éléments bordant la cavité,  
 $T_i$  température au noeud  $i$  et  
 $L_i$  longueur pondérée associée au noeud  $i$ .

La longueur associée à chaque noeud  $i$  est pondérée par le coefficient de convection du matériau dans les 2 éléments auxquels appartient le noeud  $i$  :

$$L_i = \frac{h_g \ell_g + h_d \ell_d}{2} \quad (4.30)$$

avec  $h_g, h_d$  coefficients de convection du matériau dans les 2 éléments adjacents au noeud  $i$  sur la frontière du vide et  
 $\ell_d, \ell_g$  longueur de la frontière du vide appartenant à ces deux éléments.

Le flux convectif qui est associé à chaque noeud  $i$  de la frontière du vide et qu'il faut calculer pour évaluer le résidu, éq. 4.17, s'écrit ainsi de la manière suivante :

$$g_i = L_i (T_v - T_i) \quad (4.31)$$

La dérivée du flux, à calculer pour évaluer la matrice d'itération, éq. 4.25, s'écrit comme suit :

$$g_{i,j} = L_i T_{v,j} = \frac{L_i L_j}{\sum_{t=1}^N L_t} \quad (4.32)$$

Cette matrice est symétrique et, comme elle ne dépend que de propriétés topologiques, il n'est nécessaire de la calculer qu'une seule fois, en tout cas lorsque le coefficient de convection des matériau ne dépend pas de la température.

Remarques

1. Si les éléments sont du second degré en  $T$  ou si la condition de convection n'est pas linéaire, les expressions sont quelque peu plus complexes que celles données ici mais le principe peut être généralisé.
2. La manière très simple dont les échanges de contact entre la surface et l'air sont pris en compte fait que le phénomène ainsi modélisé n'a de convection que le nom. En réalité, les échanges par convection naturelle à l'intérieur du vide devraient faire intervenir de nombreux autres paramètres comme la taille et la forme de la cavité, ainsi que son orientation par rapport à la force de gravité. L'effet assez limité de ces échanges convectifs dans le type de problème à traiter rend inutile la prise en compte du phénomène dans toute sa complexité.

Pour le **rayonnement**, on utilise les équations de radiosité - éclairage basées sur l'hypothèse d'une cavité bordée par un nombre fini de surfaces dont la température est uniforme [TI95]. L'énergie radiative qui atteint une facette  $i$  du vide interne est en partie absorbée par cette surface et en partie réfléchi. Il n'y a pas de transmission à travers la facette. La loi de Kirchoff s'écrit alors simplement :

$$\alpha_i + \rho_i = 1 \quad (4.33)$$

avec  $\alpha_i$  fraction de l'énergie absorbée et  
 $\rho_i$  fraction de l'énergie réfléchi.

Pour un corps gris, l'absorption est égale à l'émissivité, ce qui s'écrit de la manière suivante :

$$\varepsilon_i = \alpha_i \quad (4.34)$$

avec  $\varepsilon_i$  émissivité de la surface.

L'équation 4.33 se transforme ainsi immédiatement et s'écrit :

$$\rho_i = 1 - \varepsilon_i \quad (4.35)$$

L'énergie rayonnée par une surface grise, obtenue par intégration de la fonction de Planck, est donnée par la relation suivante :

$$E_i = \varepsilon_{(i)} \sigma T_i^4 \quad (4.36)$$

avec  $E_i$  énergie rayonnée par la facette  $i$ ,  
 $\sigma$  constante de Stefan-Boltzmann =  $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ w/m}^2 \text{ K}^4$  et  
 $T_i$  température absolue de la surface  $i$ .

En tenant compte des équations 4.35 et 4.36, les équations décrivant les échanges au sein de la cavités sont les suivantes :

$$G_i = F_{ij} J_j \quad (4.37)$$

$$J_i = \varepsilon_{(i)} \sigma T_i^4 + (1 - \varepsilon_{(i)}) G_i \quad (4.38)$$

$$q_i = \varepsilon_{(i)} \sigma T_i^4 - \varepsilon_{(i)} G_i \quad (4.39)$$

avec  $G_i$  éclairement (flux radiatif reçu par la surface),  
 $J_i$  radiosité (flux radiatif émis par la surface),  
 $q_i$  flux net quittant la surface et  
 $F_{ij}$  facteur de vue de  $i$  vers  $j$ .

Le facteur de vue est en fait la part de l'énergie quittant la surface  $i$  qui atteint la surface  $j$ . Après élimination de  $G_i$  et  $J_i$  de ces 3 équations, on obtient l'équation suivante :

$$\left\{ \frac{F_{ij}(1 - \varepsilon_{(j)})}{\varepsilon_{(j)}} - \frac{\delta_{ij}}{\varepsilon_{(j)}} \right\} q_j = F_{ij} \sigma T_j^4 - \sigma T_i^4 \quad (4.40)$$

Dans les équations 4.36 à 4.40, on a noté l'indice  $i$  ou  $j$  de l'émissivité entre parenthèses pour indiquer qu'il n'y a pas lieu d'en tenir compte comme indice de sommation d'Einstein.

En passant du flux à l'énergie quittant chaque facette, on peut écrire l'équation 4.40 sous la forme matricielle suivante :

$$\underline{\underline{X}} \underline{\underline{Q}} = \sigma \underline{\underline{Y}} \underline{\underline{T}}^4 \quad (4.41)$$

$$\text{avec } X_{ij} = \frac{F_{ij}(1 - \varepsilon_{(j)}) - \delta_{ij}}{\varepsilon_{(j)} L_j},$$

$Q_i$  énergie radiative quittant la facette  $i$ ,  
 $L_j$  longueur de la facette  $j$  et

$$Y_{ij} = F_{ij} - \delta_{ij}.$$

Par inversion de la matrice  $\underline{\underline{X}}$ , on obtient la relation qui permet de calculer les flux quittant chaque facette en fonction des températures de toutes les facettes :

$$\underline{\underline{Q}} = \sigma \underline{\underline{X}}^{-1} \underline{\underline{Y}} \underline{\underline{T}}^4 \quad (4.42)$$

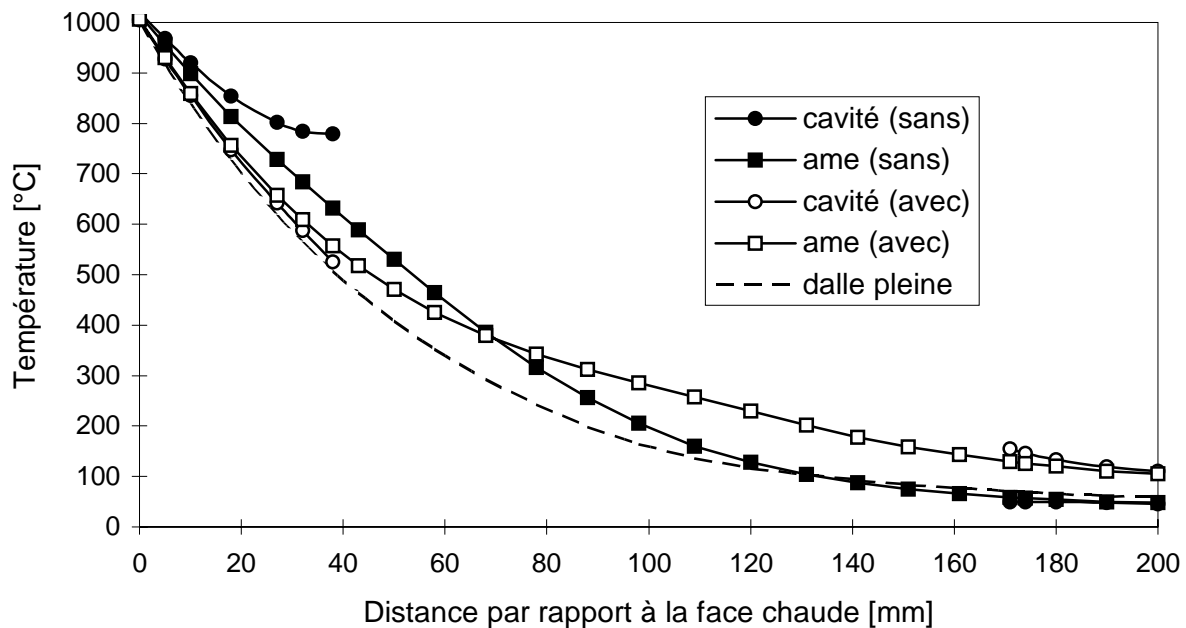
Le calcul de la matrice  $\sigma \underline{X}^{-1} \underline{Y}$  ne doit être effectué qu'une seule fois car elle ne dépend que de la topologie de la cavité et des émissivités de ses différentes facettes qui ne varient pas au cours du temps. Pour le calcul du résidu, éq. 4.17, on calcule le terme de charge aux bords de la cavité en appliquant l'équation 4.42, dans laquelle on suppose que la température de chaque facette est la moyenne arithmétique entre les températures de ses deux noeuds. L'énergie quittant chaque facette est attribuée pour moitié à chacun de ses 2 noeuds.

Il est possible de dériver l'équation 4.42 par rapport à  $T$  pour calculer la contribution des flux radiatifs à la matrice d'itération, comme on l'avait fait pour les flux convectifs, éq. 4.32. Le résultat est fortement dissymétrique puisque le terme  $Q_{i,j}$  est en  $T_j^3$  et le terme  $Q_{j,i}$  est en  $T_i^3$ . Si on veut garder les techniques de stockage et de résolution écrites pour des systèmes symétriques, il faut rendre symétrique la matrice dérivée. Il a été constaté que, dans ce cas, la convergence n'est guère accélérée. Le critère de convergence diminue un peu plus rapidement à chaque itération et, suivant la valeur de la précision choisie pour obtenir la convergence, il arrive parfois qu'une économie d'une itération soit réalisée sur certains pas de temps. Cependant, à cause de cette prise en compte des échanges au sein des vides dans l'évaluation de la matrice d'itération, les noeuds situés à la surface de la cavité sont connectés entre eux. Comme ces noeuds sont topologiquement assez éloignés les uns des autres, sauf dans les toutes petites cavités, la largeur de bande du système est très fortement augmentée ainsi que la longueur nécessaire du vecteur dans lequel la matrice est stockée par la méthode d'adressage dite de la *skyline*. Or le temps de calcul nécessaire pour résoudre le système est proportionnel au carré de la taille de ce vecteur, de sorte que le temps de calcul total nécessaire pour résoudre un problème est de l'ordre de 3 fois plus long lorsque les échanges radiatifs sont pris en compte, même si quelques itérations en moins sont nécessaires. C'est pourquoi ces échanges ont été négligés au niveau de la matrice d'itération dans le code SAFIR. Il est parfaitement possible d'atteindre l'état d'équilibre exact, même avec une matrice d'itération approchée, à condition que le résidu soit correctement évalué, ce qui est le cas ici, éq. 4.31 et 4.42.

La figure 4.14 montre une coupe dans un hourdis alvéolé en béton, analysé avec le programme SAFIR par Borgogno dans le cadre de sa thèse de doctorat à l'Université Fédérale de Zurich.

La figure 4.15 montre certaines courbes de température après 2 heures d'exposition à l'incendie normalisé. On a reporté sur la figure la température sur une verticale à mi-épaisseur de l'âme, c'est-à-dire au bord de la section représentée à la figure 4.14, et sur une verticale située au centre de la cavité. L'effet local des armatures n'a pas été pris en compte. Les 2 courbes dénommées "avec" se rapportent au cas où les échanges thermiques à l'intérieur de la cavité sont pris en compte. On peut déduire de ces 2 courbes que les isothermes sont presque horizontales, ce qu'on observe effectivement sur la figure 4.14. Les 2 courbes dénommées "sans" se rapportent au cas où les échanges thermiques à l'intérieur de la cavité ne sont pas pris en compte. On constate que la partie inférieure du hourdis est trop chaude, surtout dans la zone située sous la cavité. La partie supérieure du hourdis est, par contre, trop froide. La

courbe calculée dans une dalle pleine, avec écoulement unidirectionnel, montre que les températures sont correctement estimées dans la partie inférieure, là où sont situées les armatures, ce qui justifie le calcul de la résistance à la flexion positive des dalles alvéolées basé sur les températures dans les dalles pleines. Par contre, en partie supérieure, les températures calculées dans une dalle pleine sont trop faibles et ne peuvent pas être utilisées pour juger du critère d'isolation thermique basé sur la température à la face supérieure.



**Fig. 4.15 : Températures après 2 heures**

Il existe évidemment des objets où la part du transfert thermique qui se fait par radiation est plus importante que dans un hourdis en béton. La figure 4.16 montre par exemple les isothermes dans une cloison formée de caissons métalliques de 40 mm. d'épaisseur isolés thermiquement. Ce type d'élément séparant est utilisé en construction navale. Dans cette structure, une part non négligeable de l'énergie est néanmoins encore transmise par conduction dans les âmes métalliques de 3 mm d'épaisseur. Dans le cas des cloisons en plaque de plâtre sur

ossature métallique par contre, les profilés à froid ont une épaisseur de l'ordre du millimètre et le rayonnement est alors prépondérant dans le transfert entre les 2 parois. S'il fallait entreprendre une étude systématique sur ce genre de structure, il conviendrait probablement d'utiliser un système de stockage et de résolution permettant de traiter les matrices non symétriques, ce qui permettrait de tenir compte du rayonnement dans la matrice d'itération. A l'Université de Maryland, Dillon obtient des résultats qui sont en bon accord avec ceux d'essais expérimentaux. Pour les raisons expliquées ci-dessus, avec le programme SAFIR tel qu'il est écrit actuellement, ces simulations nécessitent de très petits pas de temps.

## 4.4 COUPLAGES ENTRE PHENOMENES THERMIQUES ET STATIQUES

De la manière dont le code SAFIR a été conçu, il n'y a pas de réel couplage entre les aspects thermiques et les aspects statiques du problème. L'histoire des températures est calculée indépendamment des charges appliquées et de l'état de contrainte existant dans la structure. Par la suite, on calcule l'évolution de la structure sous l'effet des charges en considérant que les changements de température ont pour effet de créer des dilatations thermiques et de modifier les propriétés des matériaux. Il y a un effet des températures sur les contraintes mais l'effet inverse n'existe pas.

Dans la prise en compte des effets de la température sur les contraintes, on ne tient pas compte des pressions internes générées par l'évaporation de l'eau libre. C'est, à notre connaissance, le cas de tous les programmes de calcul numérique des structures soumises au feu. Ceci est justifié par le fait que, normalement, les températures du béton au moment de la ruine sont de l'ordre de grandeur de plusieurs centaines de degrés centigrades, bien au-delà de la température d'évaporation de l'eau. L'histoire des contraintes est ainsi calculée avec une certaine approximation, mais cette approximation n'intervient que durant le laps de temps nécessaire à l'évaporation et n'a guère d'influence sur la suite du calcul et certainement très peu sur la durée de résistance finale. L'effet que la pression peut avoir sur la température d'évaporation est pris en compte implicitement de manière approchée par le fait de répartir, de "tartiner", la chaleur de vaporisation de l'eau entre 100 et 200°C.

Dans certains cas, il est nécessaire de tenir compte de manière couplée des phénomènes hydriques et thermiques pour, par exemple, modéliser les transports d'eau sous phase vapeur générés par les gradients de pression ainsi que les transports d'énergie associés, avec recondensation éventuelle.

C'est surtout le cas de structures confinées, rencontrées plutôt dans les situations d'accident nucléaire que dans des situations d'incendie. A l'INSA de Lyon, par exemple, Ranc introduit la notion de porosité efficace [RA96]. Il admet l'hypothèse de Zukov selon laquelle les contraintes engendrées par les pressions de vapeur sont des contraintes de traction générée par le frottement de la vapeur lors de son écoulement, [ZU93a] et [ZU93b]. Comme il se limite à l'étude de structures confinées, Ranc utilise l'approche proposée et testée par Kontani et Shah [KO95] pour le calcul des pressions de vapeur. Les contraintes engendrées par ces pressions sont évaluées à l'aide du modèle proposé par Gluekler [GL79] dans lequel on fait intervenir la porosité efficace. Pour des parois de béton épaisses, on peut citer les travaux de Naas Lien et Wittman qui divisent les parois en zones distinctes, en fonction des caractéristiques thermiques et hydriques dominantes, [NA92] et [LI95].

Pour des situations non confinées, une analyse thermo-hydrique beaucoup plus complexe est nécessaire afin d'obtenir les températures et pressions de vapeur, du type de celle développée, par exemple, par Bazant [BA79]. Comme travaux récents, on peut citer les références [HU96] et [AB96].

Néanmoins, quel que soit le degré de raffinement des modèles mis en oeuvre, on peut se poser des questions sur la possibilité de pouvoir jamais prédire l'apparition de chaque



fissure, considérée de manière discrète. Or, chaque fissure individuelle exerce sur le champ de pression une influence très importante mais très locale, de sorte que la représentation de fissures discrètes, écartées l'une de l'autre d'un ordre de grandeur de 10 cm, par un modèle tartiné, "*smearred cracks*", ne donne pas une image très fidèle du champ de pression réel.

Une autre hypothèse très importante de ces modèles est celle de milieu homogène. Le béton est représenté comme une matrice poreuse constituée d'un seul matériau. En fait, le béton comporte au minimum 2 constituants, les granulats et la pâte de ciment. Or ces deux constituants ont des propriétés très différentes en ce qui concerne notamment la résistance à la traction et la porosité. Quel est dès lors le rapport entre les contraintes moyennes calculées et le risque réel de fissuration ? Il semble qu'en tout cas, la proportion volumique d'agrégats dans le mélange devrait être prise en compte dans les modèles homogènes équivalents.

Ces deux difficultés expliquent peut-être pourquoi il n'a pas encore été possible de modéliser numériquement le phénomène de l'éclatement du béton en situation d'incendie. Les travaux menés sur le sujet au sein du Service des Ponts et Charpentes de Liège n'ont guère été poussés en avant. A titre d'exemple, la figure 4.17 montre une partie de disque faisant partie d'une colonne circulaire en béton armé de 250 mm de diamètre, avec 6 barres de 12 mm. La figure 4.18 montre l'allure des contraintes dans le béton calculées avec des lois de matériau thermoélastiques, après 3 minutes d'exposition à l'incendie ISO. Les contraintes sont données en trait gras pour une coupe radiale A-A passant par une barre, et en trait plus fin, pour une coupe radiale B-B passant entre 2 barres. Les contraintes longitudinales ont l'allure bien connue et mise en évidence dans les calculs effectuées avec un modèle uniaxial du type "poutre". On note aussi l'existence de contraintes de traction circonférentielles et radiales. Le but, modeste, de ce type de calcul était de déterminer l'ordre de grandeur de l'augmentation de contrainte radiale au voisinage des barres. Après seulement 3 minutes, et avec des barres de faible diamètre, cette augmentation est modérée mais cependant visible sur la figure.

Fig. 4.17 : Partie d'une colonne circulaire

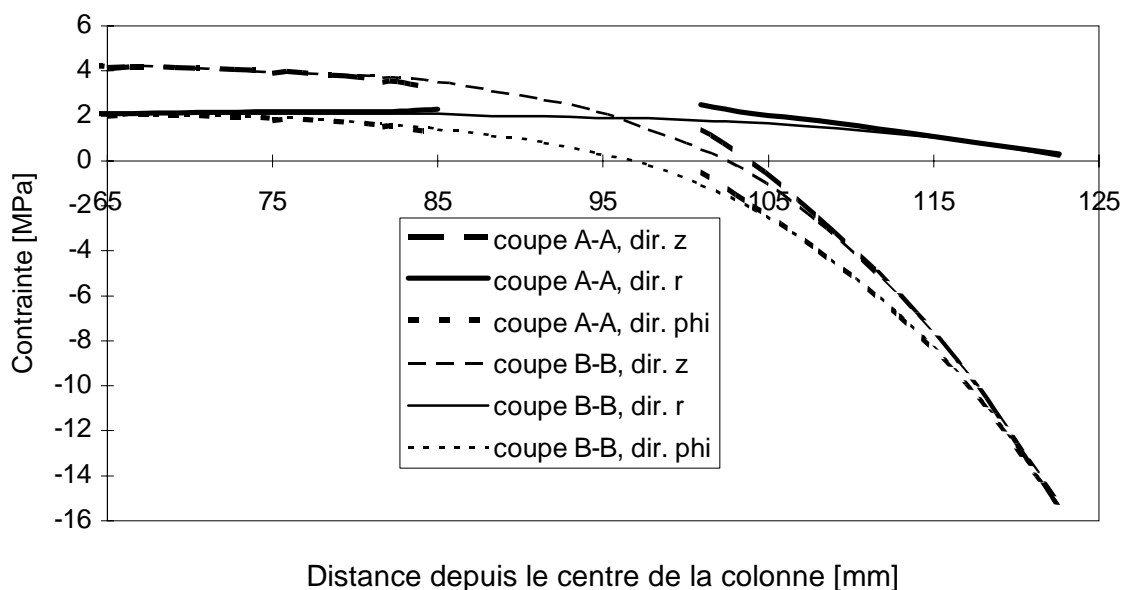


Fig. 4.18 : Contraintes après 3 minutes

## 4.5 CONCLUSION

Les calculs de température au sein des éléments où les transferts thermiques ont lieu par conduction font appel à des techniques de résolution numériques classiques. La pratique montre que les résultats sont souvent en bon accord avec les valeurs relevées lors d'essais, à condition que soient bien définies ou connues les propriétés thermiques de tous les matériaux présents, ce qui peut poser problème pour les isolants thermiques, ainsi que les conditions aux limites, c'est-à-dire, en fin de compte, l'incendie. L'utilisation d'éléments linéaires convient parfaitement pour l'analyse d'éléments de construction soumis à l'incendie, notamment à cause des impératifs de discrétisation liés au calcul statique qui, généralement, suit le calcul thermique.

Il est également possible de prendre en compte de manière satisfaisante la présence de cavités internes au sein desquelles le transfert thermique a lieu essentiellement par rayonnement. Pour l'étude intensive d'éléments où ce mode de transfert thermique serait dominant, il conviendrait d'améliorer la qualité de la matrice d'itération afin de permettre l'utilisation de plus grands pas de temps. Pour ce faire, il faudrait intégrer au programme SAFIR les algorithmes de stockage et de résolution permettant de traiter des systèmes d'équations à matrice non symétrique.

L'influence des états de contrainte et de fissuration sur la distribution des températures n'est pas prise en compte dans le modèle et il en sera probablement ainsi pendant les années à venir, d'abord parce qu'il n'y a guère de cas où cela pourrait s'avérer nécessaire, ensuite parce

que la complexité et la variabilité des phénomènes en jeu rendent peu probable l'obtention de résultats vraiment exploitables.

# Chapitre 5

## ELEMENT BARRE DE TREILLIS

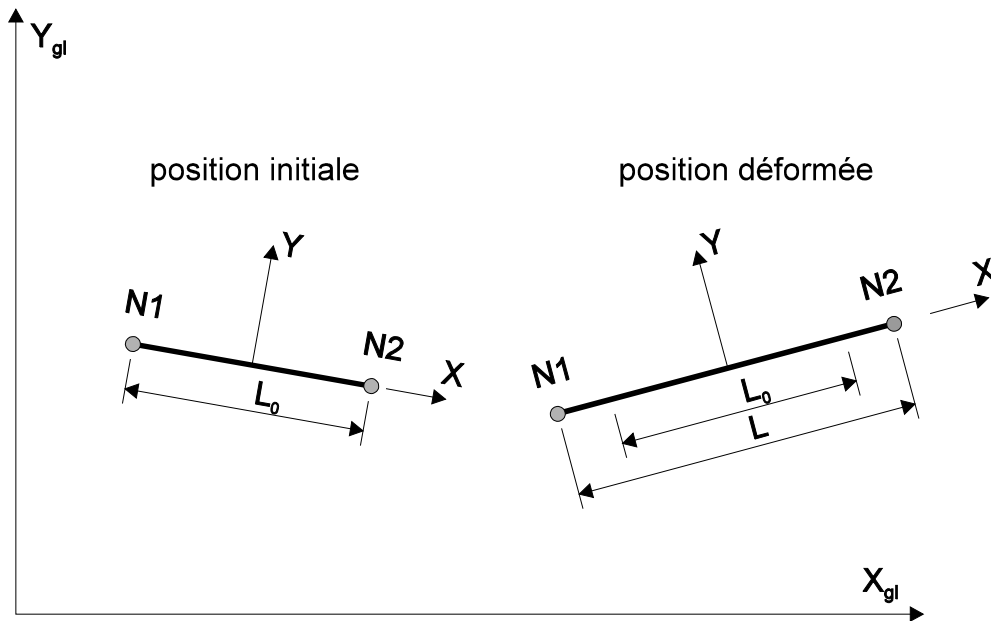
Les éléments de type barre de treillis sont les plus simples à formuler parmi les éléments orientés. Nous en donnons ici la formulation assez complète à titre d'illustration du chapitre 2 consacré au principe des travaux virtuels.

### 5.1 FORMULATION DE L'ELEMENT POUR DES PROBLEMES STRUCTURELS

L'élément est prismatique, c'est-à-dire que sa section droite  $A$  est constante le long de la ligne de référence, et sa ligne de référence est rectiligne, s'étendant entre les deux noeuds d'extrémité.

Si on peut se satisfaire d'un champ de déplacement longitudinal linéaire, et donc d'un champ de déformation axiale constant sur l'élément, celui-ci ne comporte que deux noeuds, les deux noeuds d'extrémité.

On place naturellement l'origine du système d'axes local à mi distance entre les deux noeuds et l'axe local  $x$  sur la ligne de référence qui joint ces deux noeuds, comme indiqué à la figure 5.1 pour un cas plan. Les deux axes locaux  $y$  et  $z$  doivent former un trièdre dextrorsum avec  $x$ , mais la position du dièdre  $y - z$  n'est pas fixée par l'élément. Le dièdre  $y - z$  peut tourner autour de l'axe  $x$  sans influencer les résultats.



**Fig. 5.1 : Élément barre de treillis**

Dans le cas des grands déplacements et des grandes rotations, il n'est pas très aisé d'établir, à partir de considérations purement géométriques, le champ de déplacement complet de l'élément qui génère un tenseur de Green satisfaisant aux conditions naturelles que l'on s'attend à rencontrer dans une barre de treillis, à savoir :

$$\sigma_{yy} = \sigma_{zz} = \tau_{yz} = \tau_{xy} = \tau_{xz} = 0 \quad (5.1)$$

$$E_{xy} = E_{xz} = E_{yz} = 0$$

En fait, l'établissement complet du champ de déplacement n'est pas nécessaire. En effet, les déplacements de la ligne de référence ne dépendent que de la coordonnée longitudinale  $x$ . En désignant par  $u_o, v_o, w_o$  ces déplacements et par  $U_1, V_1, W_1, U_2, V_2, W_2$  les déplacements nodaux, on peut écrire les déplacements de la ligne de référence de la manière suivante :

$$\langle u_o(x); v_o(x); w_o(x) \rangle = \langle h_1(x); h_2(x) \rangle \begin{bmatrix} U_1 & V_1 & W_1 \\ U_2 & V_2 & W_2 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

où  $h_1(x), h_2(x)$  sont les fonctions d'interpolation linéaires définies par l'équation

$$h_1(x) = \frac{1}{2} - \frac{x}{L_0} \quad (5.3)$$

$$h_2(x) = \frac{1}{2} - \frac{x}{L_0}$$

Outre ce déplacement de la ligne de référence, chaque point d'une section droite subit des déplacements  $u$ ,  $v$  et  $w$  qui dépendent de sa position  $(y, z)$  dans le dièdre local  $\mathbf{y} - \mathbf{z}$  et d'une éventuelle rotation de l'élément autour de son axe longitudinal. L'expression de ces déplacements n'est pas aisée à définir et le résultat dépend des hypothèses sur les déplacements et sur les rotations suivant qu'ils sont petits, modérés ou grands. Il n'est pas indispensable d'établir complètement ces expressions si on profite du fait que ces déplacements additionnels sont constants le long de la ligne de référence. Ils ne dépendent pas de  $x$ . On obtient ainsi finalement :

$$U(x, y, z) = u_0(x) + f_1(\mathbf{x})$$

$$V(x, y, z) = v_0(x) + f_2(\mathbf{x}) \quad (5.4)$$

$$W(x, y, z) = w_0(x) + f_3(\mathbf{x})$$

où  $f(\mathbf{x})$  est une fonction, non définie mais ne dépendant pas de la variable  $x$ .

On peut ainsi obtenir l'expression de la composante longitudinale du tenseur de Green qui prend la forme suivante :

$$\begin{aligned} E_{xx} &= \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] \\ &= \frac{U_2 - U_1}{L_0} + \frac{1}{2L_0^2} [(U_2 - U_1)^2 + (V_2 - V_1)^2 + (W_2 - W_1)^2] \end{aligned} \quad (5.5a)$$

$$E_{xx} = \frac{U_2 - U_1}{L_0} \left( 1 + \frac{U_2 - U_1}{2L_0} \right) \quad (5.5b)$$

Les équations 5.5a et 5.5b sont une forme explicite des équations 2.23a et 2.23b.

On peut simplifier l'écriture des équations 5.5a et 5.5b et les écrire de la manière suivante :

$$E_{xx} = \frac{L^2 - L_0^2}{2L_0^2} \quad (5.6)$$

la longueur de l'élément déformé étant déterminée par

$$L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2 + (V_2 - V_1)^2 + (W_2 - W_1)^2 \quad (5.7)$$

pour l'équation 5.5a et par

$$L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2 \quad (5.8)$$

pour l'équation 5.5b en description corotationnelle.

La variation du tenseur est donnée par l'équation suivante, directement dérivée de l'équation 5.5a :

$$\begin{aligned} \delta E_{xx} = & \frac{\delta U_2 - \delta U_1}{L_0} \\ & + \frac{1}{L_0} [(U_2 - U_1)(\delta U_2 - \delta U_1) + (V_2 - V_1)(\delta V_2 - \delta V_1) \\ & + (W_2 - W_1)(\delta W_2 - \delta W_1)] \end{aligned} \quad (5.9)$$

Les forces nodales énergétiquement équivalentes à des forces de volumes uniformes sur tout l'élément  $\mathbf{f}^{ext} = \langle f_x ; f_y ; f_z \rangle$  sont données par l'équation 2.28. Par exemple, la force créée au noeud 1 par la force volumique  $f_x$  est donnée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} f_x^{ext} \delta u_1 &= \int_V f_x \delta u (\delta U_1) dV \\ &= \int_V f_x h_1(x) \delta U_1 dV \end{aligned}$$

en tenant compte des équations 5.2, 5.3 et 5.4.

Tous calculs faits, on trouve l'expression suivante :

$$f_x^{ext} = \frac{A L_0}{2} f_x \quad (5.10)$$

Les forces nodales énergétiquement équivalentes aux contraintes axiales  $S_{xx}$  s'obtiennent grâce à l'équation 2.29. En tenant compte de l'équation 5.9 on trouve ainsi :

$$\begin{aligned} f_x^{int,1} \delta U_1 &= \int_V S_{xx} \delta E dV \\ &= \int_V S_{xx} \left[ -\frac{1}{L_0} - \frac{1}{L_0^2} (U_2 - U_1) \right] \delta U_1 dV \end{aligned}$$

$$f_x^{\text{int},1} = -A S_{xx} \frac{L}{L_0}$$

$$f_x^{\text{int},2} = -f_x^{\text{int},1} \quad (5.11)$$

$$f_y^{\text{int},1} = f_y^{\text{int},2} = f_z^{\text{int},1} = f_z^{\text{int},2} = 0, \text{ en corotationnel.}$$

L'équation 2.19 sert de point de départ pour la construction du système d'équations liant les incréments des charges  $dF_v$  aux incréments des déplacements nodaux  $dp_v$  qui décrivent le déplacement du corps depuis la configuration déformée  $\gamma$  vers la configuration suivante que l'on note  $\tilde{\gamma}$ .

### Matrice dépendant des déplacements

Comme la seule composante non nulle du vecteur des contraintes est  $S_{xx}$ , la loi du matériau, éq. 2.32, a la forme suivante :

$$dS_{xx} = E_t dE_{xx} \quad (5.12)$$

avec  $E_t$  module tangent, dépendant de l'état atteint et de l'histoire du  
 $E_{xx}$  déformation de Green, calculée suivant l'équation 5.5a.

L'équation 2.26b prend la forme explicite de l'équation 5.9, si on remplace les  $\delta$  par des  $d$ . L'équation 2.33 s'écrit alors de la manière suivante :

$$dE_{xx} = \left\langle -\left(\frac{1}{L_0} + \frac{(U_2 - U_1)}{L_0^2}\right); 0; 0; 0; \frac{1}{L_0} + \frac{U_2 - U_1}{L_0^2}; 0; 0; 0 \right\rangle \begin{Bmatrix} dU_1 \\ dV_1 \\ dW_1 \\ dU_2 \\ dV_2 \\ dW_2 \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

Etant donné que la loi constitutive, éq. 5.12 est uniaxiale, la matrice  $\underline{\underline{B}}$  dégénère en vecteur  $\underline{b}$ , qui peut s'écrire de la manière suivante :

$$\underline{b}^T = \left\langle -\frac{L}{L_0^2}; 0; 0; 0; \frac{L}{L_0^2}; 0; 0; 0 \right\rangle \quad (5.14)$$

puisque  $L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2$  en corotationnel, éq. 5.8.



L'équation 2.34 permet alors le calcul de la matrice de rigidité  $\underline{\underline{K}}_u$ .

$$\begin{aligned} \underline{\underline{K}}_u &= \int_V \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV \\ &= \int_V \underline{\underline{b}} E_t \underline{\underline{b}}^T dV \\ &= E_t A \frac{L^2}{L_o^3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \text{SYM} & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5.15)$$

### Matrice dépendant des contraintes

En repartant de l'équation 5.9, on calcule aisément la variation de l'accroissement de déformation,  $\delta dE$ .

$$\begin{aligned} \delta dE &= \frac{1}{L_o^2} [(dU_2 - dU_1) (\delta U_2 - \delta U_1) + (dV_2 - dV_1) (\delta V_2 - \delta V_1) + (dW_2 - dW_1) (\delta W_2 - \delta W_1)] \\ &= \delta \underline{\underline{p}}^T \frac{1}{L_o^2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & -1 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & \text{SYM} & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \underline{\underline{d}} \underline{\underline{p}}. \end{aligned} \quad (5.16)$$

L'équation 2.35 donne immédiatement la matrice liée aux contraintes  $\underline{\underline{K}}_s$ .

$$\underline{\underline{K}}_s = \frac{S_{xx} A}{L_o} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & -1 \\ & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 1 & 0 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

## 5.2 VALIDATION

La validation d'un élément fini doit être fondée sur un grand nombre de tests, des plus simples aux plus compliqués. A titre d'illustration, on compare ici les résultats fournis par l'élément décrit ci-dessus avec des résultats obtenus par Wriggers et Reese sur la structure 3D représentée à la figure 5.2 [WR92].

L'exemple traité présente un caractère théorique. On considère en effet des éléments de plusieurs dizaines de mètres de longueur avec une section droite de  $0.05 \text{ mm}^2$ . Nous nous sommes conformés au choix de Wriggers et Reese afin de faciliter les comparaisons, mais on aurait pu obtenir le même type de résultat en traitant un exemple plus réaliste.

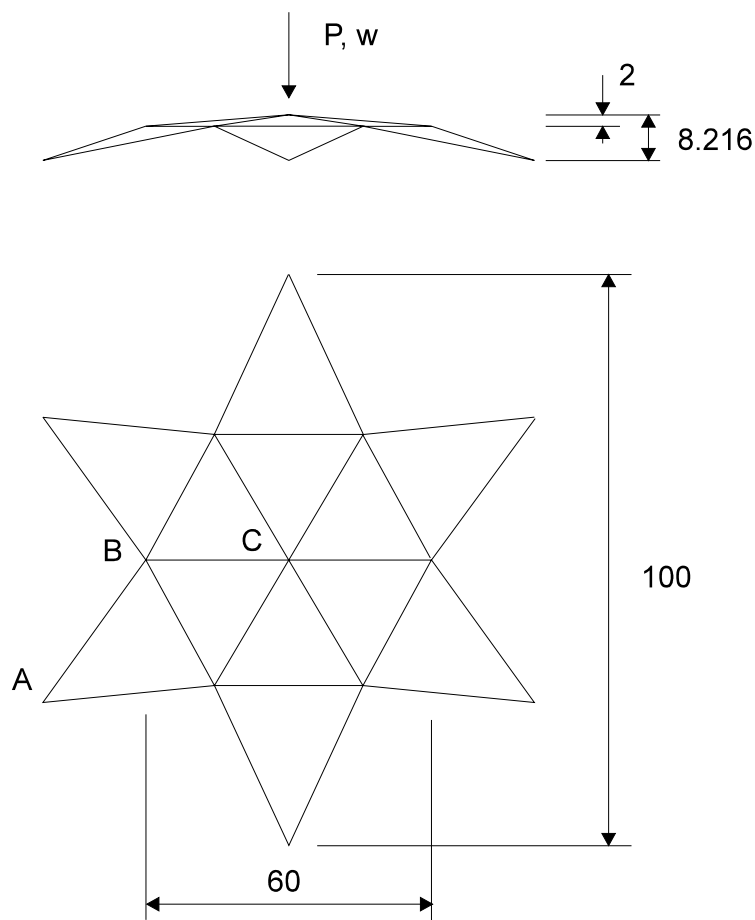


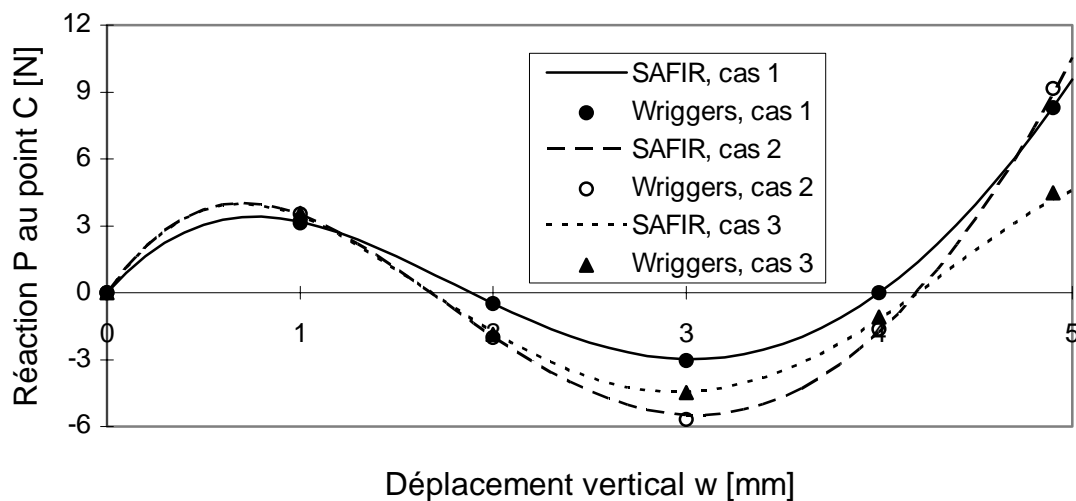
Fig. 5.2 : Dôme 3 D

La structure étudiée est un dôme surbaissé formé de barres très minces,  $A = 0.0514 \text{ mm}^2$ , analysé tout d'abord à  $20^\circ\text{C}$  dans le cas d'un matériau élastique,  $E = 210\,000 \text{ MPa}$ . L'exemple est résolu en imposant le déplacement vertical  $w$  du noeud central C. On observe le claquement, *snap through*, des six barres supérieures BC situées à l'intérieur de l'hexagone. L'évolution de  $P$ , réaction de la structure au point C, en fonction du déplacement

imposé  $w$  est représentée à la figure 5.3, cas 1. La correspondance observée entre les résultats donnés par le programme SAFIR et ceux de Wriggers et Reese est excellente. Le calcul a été effectué avec un pas de déplacement de 0,10 mm de manière à obtenir une courbe continue mais il est possible d'obtenir les mêmes résultats avec des pas de 1,00 mm ou même avec un seul pas de 5.00 mm. Dans ce cas, l'énergie hors équilibre, normalisée par rapport à la première itération, évolue lors des itérations vers l'équilibre comme indiqué au tableau 5.1.

Itération	$E_i/E_1$
1	1.000000
2	0.009008
3	0.000016
4	0.000000

**Tableau 5.1 : Convergence vers l'équilibre**



**Fig. 5.3 : Réaction en C**

Les résultats obtenus sont logiques. Ainsi, pour  $w = 4$  mm, on trouve  $P = 0$ . Cette situation correspond à l'état non chargé des barres BC qui sont inclinées vers le bas avec une flèche de 2 mm par rapport à leur point d'ancrage en B sur l'hexagone. Pour un déplacement plus grand que celui représenté à la figure 5.3, on observerait le claquement des 12 barres inférieures AB mais nous avons limité le graphique, étant donné que Wriggers et Reese ne donnent pas le résultat pour des déplacements verticaux dépassant 5 mm.

Pour analyser la structure à des températures supérieures à 20°C, on introduit une charge thermique au noeud C sous la forme d'une énergie  $q$  qui est proportionnelle au

déplacement  $w$  :  $q/w = 5 \cdot 10^{-5}$  W/m. Le matériau des barres possède une conductivité thermique de 45 W/mK.

Dans ce deuxième cas, deux légères différences existent entre les simulations par le programme SAFIR et celles menées par Wriggers et Reese.

1. Dans la publication [WR92] de Wriggers et Reese, on considère l'effet que peut avoir un changement de longueur des barres sur l'équation de Fourier gouvernant le transfert thermique, ce qui signifie que la conduction de la chaleur est influencée par un allongement ou un raccourcissement des barres. Pour notre part, nous avons calculé la distribution des températures comme si la structure ne se déformait pas. Wriggers et Reese signalent d'ailleurs que cela n'a pas une grande influence sur les résultats.
2. Les températures sont calculées par Wriggers et Reese dans différents états stationnaires successifs, chacun correspondant à une valeur du déplacement  $w$  au noeud C. Le programme SAFIR est normalement prévu pour calculer des distributions de températures transitoires mais, dans le cas d'une structure simple comme le dôme étudié, il est possible d'intégrer l'équation de Fourier et de calculer analytiquement la distribution des températures correspondant à chaque valeur de l'énergie fournie au système, c'est-à-dire à chaque valeur du déplacement  $w$ . Le calcul est ici grandement simplifié par le caractère constant de la conductivité thermique. Si la température des noeuds A est maintenue à 0°C, on obtient par exemple, pour un déplacement  $w$  de 1 mètre, une température aux noeuds B de 57°C et une température au noeud C de 147°C. Ces valeurs sont tout à fait en accord avec les valeurs obtenues par Wriggers et Reese en intégrant l'effet des déformées sur la conduction [communication privée].

Pour ce deuxième cas, le chargement thermique n'a d'effet que par les dilatations puisqu'on suppose que le module de Young du matériau n'est pas affecté par la température. L'échauffement menant à un allongement des barres, l'effet de claquement est plus marqué et la charge limite est relevée. Nos résultats sont en très bon accord avec ceux de Wriggers et Reese, comme le montrent les courbes du cas 2 de la figure 5.3.

Dans le troisième cas, la structure, soumise au même chargement thermique, est analysée dans l'hypothèse où la rigidité du matériau décroît avec la température selon la loi suivante :

$$E(T) = E(0^\circ\text{C}) (1 - 3 \cdot 10^{-6} T^2) \quad (5.18)$$

Bien que la température, et donc le module, varie le long des barres, on ne trouve rien dans la publication de Wriggers et Reese sur l'intégration longitudinale au sein des éléments. Comme notre élément a été programmé pour un seul état de déformation et de température par élément fini, nous avons considéré comme valeur représentative des températures celle qui est calculée au centre de l'élément. La concordance entre la courbe 3 et celle donnée par Wriggers et Reese est également très bonne.

### 5.3 CONDITIONS D'UTILISATION DE L'ELEMENT

Tel qu'il a été formulé et programmé, l'élément barre de treillis ne doit pas être utilisé si l'une des conditions suivantes se présente :

- la température est non uniforme sur la section droite ;
- plusieurs matériaux différents sont en présence ;
- la distribution des contraintes résiduelles est non uniforme.

Dans ces conditions, il faut utiliser un élément poutre dont on relaxe la transmission des moments fléchissants aux noeuds, voir chapitre 6.

Etant donné qu'aucune précaution n'a été prise pour distinguer la compression et la traction, il faut aussi utiliser un élément poutre dès qu'une instabilité transversale telle que le flambement est susceptible de se produire.

L'élément barre de treillis, bien que réservé aux éléments tendus ou très peu élancés présente néanmoins de l'intérêt :

- par son aspect didactique lors d'une première prise de contact avec le principe des travaux virtuels en grands déplacements ;
- comme premier élément, simple à programmer, avec des résultats faciles à analyser, et comme outil lors de l'établissement du corps principal d'un programme et de toutes les stratégies de résolution, de renumérotation, de longueur d'arc, de pas automatique ;
- pour la mise au point et la validation des lois de comportement uniaxiales, comme cela a été le cas pour la préparation du modèle *Updated Schneider Model* présenté au § 3.3.1.4. ;
- pour la modélisation des câbles de précontrainte externes, essentiellement composés de tronçons rectilignes et travaillant toujours en traction, § 6.1.4.1 ;
- pour la modélisation des éléments stabilisant dans l'analyse des portiques contreventés de manière traditionnelle par des poutres en treillis ;
- pour la modélisation de manière discrète des barres d'acier dans une structure en béton armé dont le béton est représenté par des éléments de volume (pas d'effet goujon dans ce cas) ;
- 
- 
-

# Chapitre 6

## ELEMENT POUTRE

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

L'étude numérique de portiques plans soumis à l'incendie est maîtrisée depuis une dizaine d'années environ. On dénombre aisément une quinzaine de programmes numériques qui traitent de ce problème. La plupart d'entre eux se limite au cas des sections en acier, plus simple à résoudre si on adopte l'hypothèse de l'uniformité des températures sur les sections droites.

Le traitement des poutres dans l'espace est beaucoup plus difficile. Comme c'est d'ailleurs le cas pour les températures ambiantes, il serait étonnant qu'il en soit autrement pour les températures élevées. La formulation utilisée pour l'élément de poutre tridimensionnelle est donnée dans la suite. La comparaison avec les quelques codes de calculs capables de traiter le type de structure envisagé montre que cette question est délicate et que divers points restent encore en suspens à l'heure actuelle.

Si environ 90 % des structures étudiées dans le cadre de nos travaux requièrent l'utilisation de l'élément poutre, 95 % de ces structures sont planes. Les études actuelles sur les poutres 3D sont constituées en majorité de travaux de mise au point et de validation. Ce

n'est que progressivement que pourront être entreprises des recherches sur le comportement tridimensionnel des structures à poutre et des simulations de structures réelles.

Etant donné la place prépondérante qu'occupe l'élément poutre, il importe de le définir de façon très attentive. Sa formulation théorique doit assurer la convergence vers l'équilibre. Il doit prendre en compte toute une série de phénomènes tel que les grands déplacements, le gauchissement, l'interaction entre la torsion et les efforts longitudinaux, .... Enfin, le temps nécessaire à la discrétisation, au calcul et à l'analyse des résultats doit rester raisonnable.

## 6.1 FORMULATION

Une école de pensée s'est développée depuis de nombreuses années au sein de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège en ce qui concerne la modélisation numérique du comportement des structures soumises à des grands déplacements et plus particulièrement des structures à base de poutres. Plusieurs thèses de doctorat ont jalonné les recherches :

A l'Institut du Génie Civil, c'est Frey qui le premier s'est intéressé au calcul non linéaire des structures, essentiellement métalliques [FR77]. L'élément de poutre plane soumise au feu que nous avons utilisé dans notre thèse de doctorat [FR87] est d'ailleurs écrit dans une description lagrangienne actualisée approchée, telle que Frey l'avait décrite.

de Ville, de son côté, a étudié en détail la poutre tridimensionnelle en description lagrangienne corotationnelle totale [DE88a]. Bien qu'il ait abordé la plasticité, de Ville traite essentiellement les non linéarités géométriques et utilise donc un champ de déplacements longitudinaux linéaire.

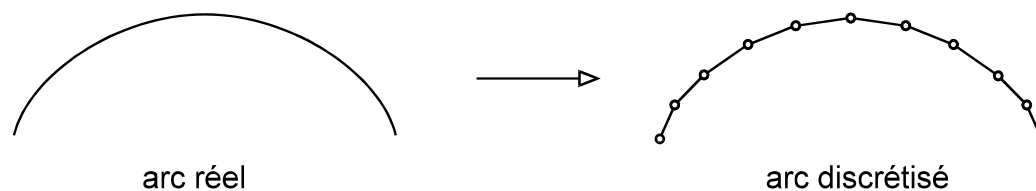
Boeraeve a, d'autre part, étudié des poutres planes mixtes acier-béton [BO91]. Il reprend la formulation de de Ville et l'applique au cas particulier des poutres planes, en ajoutant un degré de liberté longitudinal pour mieux décrire les non symétries dues à la fissuration.

L'élément que nous avons écrit pour la modélisation des poutres 3D dans les conditions d'incendie trouve ses fondements dans une synthèse de ces études, [DE88a] et [BO91]. Nous sommes partis de l'élément avec torsion non uniforme décrit par de Ville, avec certaines différences qui seront précisées dans la suite. Etant donné que nous envisageons de traiter des sections en béton, mais aussi à cause des gradients thermiques créés par l'incendie, le comportement des sections présente des dissymétries très importantes. Nous avons donc introduit un champ longitudinal non linéaire dans l'élément 3D, comme Boeraeve l'avait fait dans la poutre plane. Sur cette base, nous avons tenu compte des particularités liées à l'élévation de température non uniforme dans les sections de manière à pouvoir traiter les structures soumises à l'incendie.

Les principales hypothèses relatives à l'élément peuvent se résumer comme suit :

1. L'élément est prismatique dans son état de référence. Les poutres rectilignes sont les seules envisagées étant donné qu'elles couvrent la majorité des cas rencontrés en pratique. De plus, une succession d'éléments rectilignes peut représenter assez correctement le comportement d'une structure courbe, fig. 6.1. Le prix d'une discrétisation plus fine pour

les quelques cas de ce type que l'on pourrait rencontrer n'a rien de comparable avec le prix qu'il aurait fallu payer pour une formulation de poutre courbe.



**Fig. 6.1 : Eléments rectilignes**

2. On admet l'hypothèse de Bernoulli, de sorte qu'en l'absence de torsion, les déformations de cisaillement sont nulles. Ainsi, pour une sollicitation flexionnelle, la section droite reste perpendiculaire à l'axe de l'élément et l'énergie de cisaillement n'est pas prise en compte. Il importe donc d'être attentif au fait que les résultats pourraient s'avérer imprécis ou incorrects dans le cas des poutres très courtes ou dans celui des poutres dalles de type panneau sandwich qui sont constituées de deux peaux extérieures reprenant la flexion et les efforts membranaires, alors qu'un noyau intermédiaire moins rigide assure la cohésion entre les deux peaux et la reprise des efforts tranchants. Ces deux types de poutres sont en effet sensibles au cisaillement de sorte qu'il est dangereux de le négliger. On note cependant que, pour les poutres courtes, l'élévation de température causée par l'incendie s'effectue en général du bas vers le haut, en particulier dans le cas des poutres dalles en béton. Le rapport entre la portée d'une telle poutre et sa hauteur augmente donc au cours d'un incendie si on considère la hauteur effective de la poutre, celle où la raideur et la résistance des matériaux restent suffisantes pour assurer la transmission des efforts. En d'autres termes, si une poutre paraît sensible au cisaillement à température ordinaire, il est possible qu'elle le soit moins en cas d'incendie.

Il convient néanmoins de rester attentif au fait que, même dans une structure réputée non sensible au cisaillement, l'élément fini donne peu d'informations sur la manière dont l'effort tranchant est repris et ne permet donc pas de couvrir de manière directe les modes de ruine correspondant à cet effort. Dans le cas des poutres mixtes constituées d'un profil en acier supportant une dalle en béton, on peut se demander quelle partie du cisaillement est reprise par l'âme du profil et quelle partie passe dans la dalle. On peut aussi se poser la question de la vérification des goudons connecteurs, ou celle des étriers des poutres en béton armé en cas d'incendie. Il importe de bien se rendre compte que la réponse à ces questions ne peut être apportée par le seul outil numérique. L'utilisateur doit définir des chemins possibles pour la transmission des efforts en se basant sur sa connaissance de la mécanique des structures, son expérience et les informations données par l'analyse numérique, essentiellement le champ de température et l'évolution de l'effort sollicitant. Ce point est illustré dans la première thèse annexe traitant le cas des hourdis précontraints, pour lesquels l'analyse numérique apporte une aide précieuse mais insuffisante pour réaliser vraiment le *fire engineering* de la structure.



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

4. On admet l'hypothèse de Von Karman.

Les déformations sont petites, c'est-à-dire que chacune de leur composante est petite par rapport à l'unité. On a donc :

$$\frac{\partial u}{\partial x} \ll 1 \quad (6.1)$$

avec  $u$  champ de déplacement longitudinal,  
 $x$  coordonnée longitudinale.

Notons que cette hypothèse n'avait pas été admise pour l'élément barre de treillis.

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

$$\begin{aligned} \sin \alpha &\cong \alpha \\ \cos \alpha &\cong 1 \end{aligned} \quad (6.2)$$

avec  $\alpha$  rotation.

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

### 6.1.1 Champ de déplacement et champ de déformation

L'élément étant prismatique, les positions de 3 noeuds liés à l'élément suffisent à positionner celui-ci dans l'espace, fig. 6.2.

Les noeuds 1 et 2 sont situés aux extrémités de l'élément. Ils occupent la même position dans la section droite mais cette position ne correspond pas nécessairement au centre de gravité de la section, ni au centre de torsion. Elle est en fait choisie par l'utilisateur. De Ville place la ligne des noeuds au centre de gravité de la section, puis relie deux éléments voisins par le centre de torsion de la section grâce à l'introduction d'une matrice d'assemblage. Nous avons préféré relier les éléments par la ligne des noeuds placée de manière à priori quelconque, pour les raisons suivantes :

- pour représenter les poutres métalliques supportant une dalle en béton collaborante, on peut être amené à associer des éléments poutres à des éléments coques qui représentent la dalle. Il est plus logique de connecter ces deux types d'éléments à mi-épaisseur de la dalle, ce qui ne pose pas de problème pour l'élément poutre, plutôt que d'excentrer tous les

éléments de la dalle, voir figure 6.3. On qualifie d'ailleurs d'éléments raidisseurs, des éléments poutres connectés entre eux par un point quelconque de la section droite ; si le positionnement de la ligne des noeuds au centre de gravité peut avoir un sens en cas de comportement élastique, il n'en est plus de même pour des comportements inélastiques et, tout particulièrement, en cas d'incendie. A cause des échauffements, des fissurations et des plastifications créés par un incendie, la position du vrai centre de gravité varie en effet sans cesse et de manière différente d'un élément à l'autre. Il est donc préférable de considérer dès le départ que la ligne des noeuds occupe une position quelconque ;

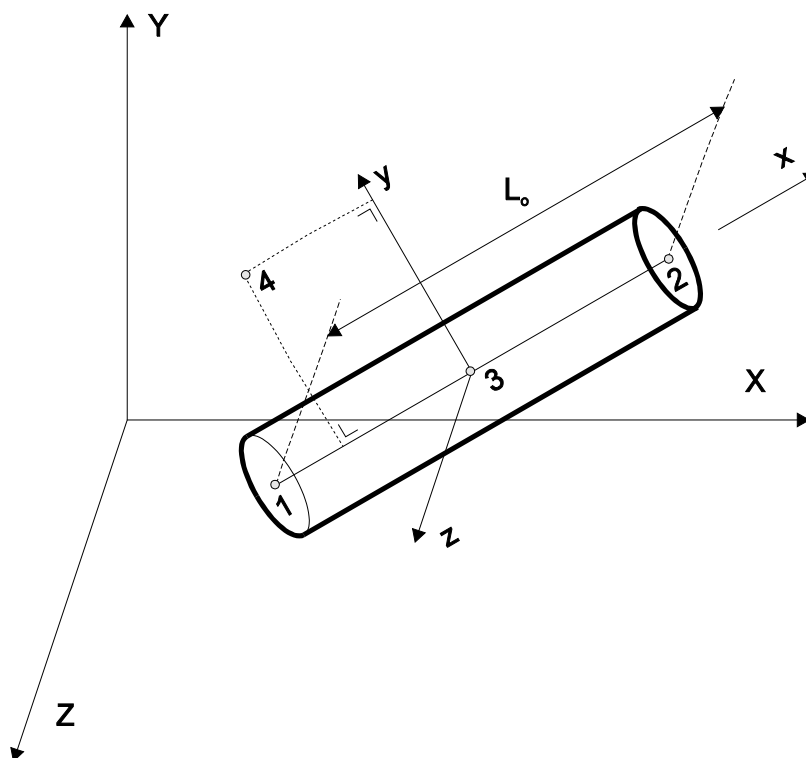


Fig. 6.2 : Elément poutre

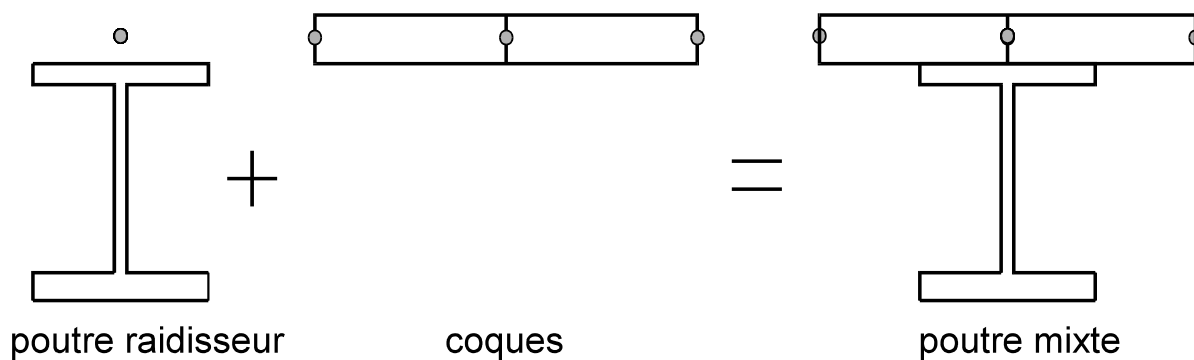


Fig. 6.3 : Ligne des noeuds excentrée

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

Les noeuds 1 et 2 définissent l'axe local  $\mathbf{x}$ , situé sur la ligne des noeuds et orienté de 1 vers 2, fig. 6.2. Son origine est à mi distance entre 1 et 2.

Le noeud 3 a une fonction particulière qui sera définie dans la suite.

Le noeud 4, qui ne peut se trouver sur la droite passant par 1 et 2, est utilisé pour définir la position de l'axe local  $\mathbf{y}$ . Cet axe est perpendiculaire à l'axe  $\mathbf{x}$ . Il est situé dans le plan défini par l'axe  $\mathbf{x}$  et le noeud 4, sa direction allant de l'axe  $\mathbf{x}$  au noeud 4. C'est la position de ce noeud qui fixe la section droite autour de  $\mathbf{x}$ , ce qui permet, dans une poutre en T par exemple, de distinguer dans quel plan se trouve l'âme du profil.

L'axe local est défini par :

$$\mathbf{z} = \mathbf{x} \wedge \mathbf{y}$$

La ligne directrice qui a été suivie pour établir le champ de déplacement est exposée ci-après. On se reportera à [DE88a] pour plus de détails. De la même manière que pour l'élément barre de treillis, le champ de déplacement est obtenu à partir des hypothèses formulées à propos du tenseur des déformations, plutôt que de manière purement géométrique.

Contrairement à l'hypothèse 5 énoncée précédemment, on suppose tout d'abord que la rotation autour de l'axe de la poutre est grande. A partir des hypothèses admises pour le cisaillement, on trouve ainsi le champ de déplacement et le tenseur des déformations qui lui est associé. Tous deux sont valables pour de grandes rotations axiales. L'hypothèse d'une rotation modérée en torsion est alors introduite simultanément sur le champ de déplacement et sur le tenseur des déformations.

Si on note

$u(x), v(x), w(x)$	les déplacements de la ligne des noeuds,
$U(x,y,z), V(x,y,z), W(x,y,z)$	les déplacements d'un point quelconque et
$\psi(x)$	la rotation autour de l'axe $\mathbf{x}$ ,

le champ de déplacement en cas de rotations modérées présente alors la forme suivante :

$$U(x, y, z) = u(x) \quad (3a)$$

$$- y [v'(x) - z_c \psi'(x)] - z [w'(x) + y_c \psi'(x)] \quad (6.3b)$$

$$- y w'(x) \psi(x) + z v'(x) \psi(x) \quad (6.3c)$$

$$- \omega(y, z) \psi'(x) \quad (6.3d)$$

$$V(x, y, z) = v(x) - z \psi(x) \quad (6.3e)$$

$$W(x, y, z) = w(x) + y \psi(x) \quad (6.3f)$$

Dans cette équation,  
 le terme (6.3a) représente le déplacement axial de la ligne des noeuds,  
 le terme (6.3b) prend en compte le fait que des déplacements axiaux sont engendrés lorsque la section tourne autour d'un axe situé dans son plan,  
 le terme de couplage (6.3c) tient compte des déplacements axiaux qui naissent lorsqu'une section, qui a déjà tourné autour d'un axe situé dans son plan, subit en plus une rotation axiale et  
 le terme (6.3d) exprime le gauchissement de la section créé par la torsion.

Le champ de déformation ne peut donc être déduit de l'équation 6.3. Il est en fait obtenu à partir du champ de déplacement avec grande rotation axiale. Son expression est la suivante :

$$\begin{aligned} E_{xx}(x, y, z) = & u'(x) - y[v''(x) - z_c \psi''(x)] - z[w''(x) + y_c \psi''(x)] \\ & - y w''(x) \psi(x) + z v''(x) \psi(x) \\ & - \omega(y, z) \psi''(x) \\ & + \frac{1}{2} [v'(x)^2 + w'(x)^2 + (y^2 + z^2) \psi'(x)^2] \end{aligned} \quad (6.4)$$

$$2 E_{xy}(x, y, z) = -\psi'(x) [z - z_c + \partial_y \omega(y, z)]$$

$$2 E_{xz}(x, y, z) = \psi'(x) [y - y_c + \partial_z \omega(y, z)]$$

Dans la suite, la quantité  $(y^2 + z^2)$  est notée  $r^2$ , et on écrit simplement  $u, v, w, \psi$  à la place de  $u(x), v(x), w(x), \psi(x)$ .

### 6.1.2 Discrétisation

La discrétisation du champ de déplacement repose sur 15 inconnues nodales ou degrés de liberté (D.D.L.) :

7 inconnues aux noeuds 1 et 2 :

3 déplacements,	$p_1, p_2$ et $p_3,$	au noeud 1 ;	$p_8, p_9$ et $p_{10},$	au noeud 2 ;
3 rotations,	$p_4, p_5$ et $p_6,$	au noeud 1 ;	$p_{11}, p_{12}$ et $p_{13}$	au noeud 2 ;
l'amplitude du gauchissement	$p_7,$	au noeud 1 et	$p_{14},$	au noeud 2.

1 inconnue au noeud 3 :

la composante non linéaire du déplacement longitudinal de la ligne des noeuds,  $p_{15}$ .

L'introduction du degré de liberté  $p_{15}$  transforme le déplacement longitudinal de la ligne des noeuds en une fonction du second degré en  $x$ . L'intérêt de cet enrichissement du champ de déplacement, introduit par Boeraeve [B091] à Liège ainsi que par Blauwendraad [BL72], Aldstedt [AL75] et Daniels [DA 89] avant lui, mérite d'être souligné.

L'explication est donnée dans le cas d'une poutre plane en petits déplacements pour laquelle le problème se pose déjà. L'expression de la déformation axiale, éq. 6.4, prend dans ce cas la forme simple suivante :

$$E_{xx} = u' - y v'' \quad (6.5)$$

Si  $v$  est du 3<sup>e</sup> degré en  $x$  et si  $u$  est linéaire, la déformation axiale présente la forme suivante :

$$E_{xx} = A + B y + C x y \quad (6.6)$$

où  $A, B, C$  sont des constantes.

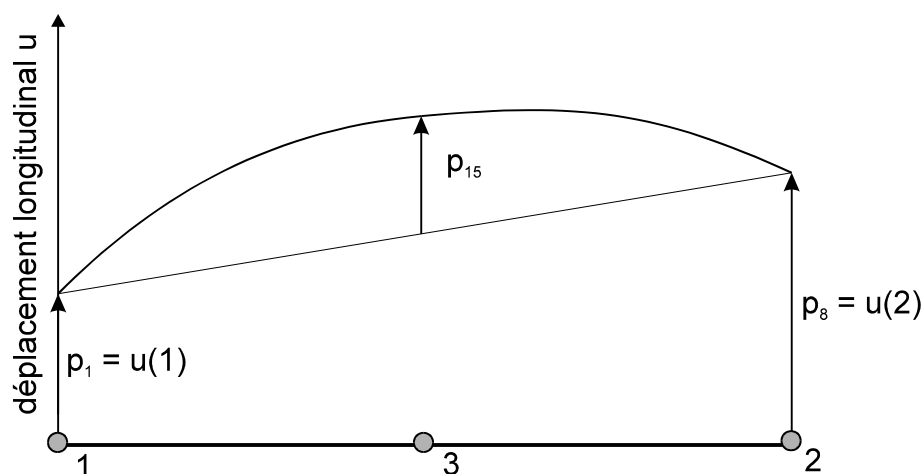
Le long de la ligne des noeuds où  $y = 0$ , la déformation est constante sur l'élément. En élasticité, ou si la plastification dans la section est symétrique par rapport à cette ligne, on peut se contenter d'une expression telle que (6.6), en plaçant la ligne des noeuds au centre de gravité. Il existe cependant de nombreuses situations où le comportement du matériau dans la section n'est pas symétrique par rapport à la ligne des noeuds, par exemple en cas de fissuration du béton, en flexion composée, ainsi que dans les sections de forme dissymétrique et tout particulièrement en cas d'incendie, l'onde de chaleur se propageant généralement du bas vers le haut ce qui crée d'office une dégradation de la section droite non symétrique.

Avec une expression du second degré en  $x$  pour le déplacement  $u$ , l'équation 6.5 permet d'obtenir l'expression suivante :

$$E_{xx} = A + D x + B y + C x y \quad (6.7)$$

où  $A, B, C, D$  sont des constantes.

Cette expression a le même degré en  $x$  et en  $y$ , et la déformation peut varier linéairement au droit de la ligne des noeuds, c'est-à-dire en  $y = 0$ .



**Fig. 6.4 : Déplacement longitudinal non linéaire**

On fait porter par le D.D.L. 15 la composante non linéaire du déplacement longitudinal au centre de l'élément et non le déplacement lui-même, voir figure 6.4. Ceci permet de retrouver un déplacement linéaire si on bloque ce D.D.L. La matrice de rigidité développée pour un déplacement linéaire est directement utilisable. Il suffit d'y ajouter une ligne et une colonne. C'est aussi la seule manière de faire si on veut connecter l'élément poutre à un élément coque. Ce point est repris plus en détail au chapitre suivant.

Un inconvénient de l'ajoute d'un noeud à la poutre est que les noeuds n'ont plus tous le même nombre de D.D.L. ce qui complique la programmation et la discrétisation. On pourrait condenser ce noeud au niveau de l'élément si on n'utilisait que des éléments poutre. Le D.D.L. additionnel serait alors rattaché à l'élément, sans référence à un noeud particulier, mais ce n'est pas possible si on veut préserver la possibilité de connecter des éléments coque, voir chapitre 7.

Un autre inconvénient est lié à l'introduction d'un D.D.L. qui n'est pas naturel, c'est-à-dire qu'il ne correspond pas à une grandeur cinématique naturelle comme le sont les déplacements ou les rotations. La plus petite valeur propre de la matrice de rigidité  $a$ , si tous les D.D.L. sont naturels, un lien direct avec la première fréquence propre de vibration de la structure. Elle permet donc d'obtenir une image de la dégradation de la rigidité et son observation est très utile pour détecter des ruines numériques, c'est-à-dire des manques de convergence prématurés. Le lien n'est plus aussi direct avec un D.D.L non naturel et l'observation de la plus petite valeur propre de la matrice de rigidité perd un peu de son intérêt.

La discrétisation de  $u$ ,  $v$  et  $w$  est classique avec :

$$u = h_1(x) p_1 + h_4(x) p_8 + h_7(x) p_{15}$$

$$v = h_2(x) p_2 + a h_3(x) p_6 + h_5(x) p_9 + a h_6(x) p_{13} \quad (6.8)$$

$$w = h_2(x) p_3 - a h_3(x) p_5 + h_5(x) p_{10} - a h_6(x) p_{12}$$

où  $h_1$  et  $h_4$  sont linéaires en  $x$  :

$$h_1 = (1 - \zeta)/2$$

$$h_4 = (1 + \zeta)/2$$

$h_7$  est parabolique en  $x$  :

$$h_7 = 1 - \zeta^2$$

$h_2, h_3, h_5$  et  $h_6$  sont cubiques en  $x$  ;

$$h_2 = (\zeta^3 - 3\zeta + 2)/4$$

$$h_3 = (\zeta^3 - \zeta^2 - \zeta + 1)/4$$

$$h_5 = (-\zeta^3 + 3\zeta + 2)/4$$

$$h_6 = (\zeta^3 + \zeta^2 - \zeta - 1)/4$$

avec  $\zeta = x/a$

et  $a = L_0/2$ .

Pour  $\psi$ , nous avons également choisi une interpolation cubique, à l'instar de nombreux auteurs, alors que de Ville utilise des fonctions hyperboliques [DE88a]. Celles-ci sont assez grandes consommatrices de temps de calcul en raison de leur nature même. Elles sont évaluées numériquement par des développements en séries de puissance. De plus, les fonctions d'interpolation hyperboliques font intervenir la longueur de l'élément ainsi que la coordonnée longitudinale  $x$ . Il n'est donc pas possible de les tabuler et il faut les calculer à chaque point d'intégration longitudinal et, en toute rigueur, à chaque pas de temps si on considère la dégradation des rigidités. On note que les fonctions hyperboliques tendent à la limite vers les fonctions cubiques lorsque le rapport entre la rigidité torsionnelle et la rigidité de gauchissement tend vers 0.

On retient donc l'expression suivante pour la rotation axiale :

$$\psi = h_2(x) p_4 + a h_3(x) p_7 + h_5(x) p_{11} + a h_6(x) p_{14} \quad (6.9)$$

Les D.D.L.  $p_4$  et  $p_{11}$  représentent la rotation axiale en radian, aux noeuds 1 et 2, tandis que les D.D.L.  $p_7$  et  $p_{14}$  représentent la dérivée de cette rotation par rapport à  $x$ , en radian par mètre.

Si on utilise la définition de la déformation axiale donné par l'équation 6.4, le champ de déplacement, discrétisé à l'aide des équations 6.8 et 6.9, conduit à une rigidité excessive, *locking*, de l'élément. En effet, les différents termes de la déformation axiale qui ont le même degré en  $y$  ou en  $z$  n'ont pas le même degré en  $x$  de sorte qu'il n'est pas possible à l'élément de représenter correctement le mode de flexion constante.

Pour résoudre ce problème, les termes en  $v'^2$  et  $w'^2$  sont remplacés par une constante égale à la moyenne sur la longueur de l'élément, pour leur donner le même degré en  $x$  que le terme  $u'$ . Ce terme est en effet de degré 0 puisque, par symétrie, le D.D.L.  $p_{15}$  a une valeur nulle pour ce type de sollicitation [BO91].

Les termes de couplage en  $w''\psi$  et  $v''\psi$  sont remplacés par une fonction linéaire de  $x$  ce qui leur donne le même degré que les termes en  $v''$ ,  $w''$  et  $\psi''$ . Cette fonction linéaire est déterminée par la méthode des moindres carrés, en minimisant l'écart entre la nouvelle expression et l'expression de départ, l'équation 6.4.

Moyennant ces deux transformations, le champ de déformation qui s'accorde avec la discrétisation adoptée s'écrit de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 E_{xx} = & u' + \frac{1}{L_0} \int_{-a}^{+a} \frac{1}{2} [v'^2 + w'^2] dx - y [v'' - z_c \psi''] - z [w'' + y_c \psi''] \\
 & - y \left\{ \frac{3x}{2a^3} \int_{-a}^{+a} \psi w'' x dx + \frac{1}{2a} \int_{-a}^{+a} \psi w'' dx \right\} \\
 & + z \left\{ \frac{3x}{2a^3} \int_{-a}^{+a} \psi v'' x dx + \frac{1}{2a} \int_{-a}^{+a} \psi v'' dx \right\} \\
 & + \frac{1}{2} r^2 \psi'^2 - \omega(y, z) \psi'' \\
 2 E_{xy} = & -\psi' [z - z_c + \partial_y \omega(y, z)] \\
 2 E_{xz} = & \psi' [y - y_c - \partial_z \omega(y, z)]
 \end{aligned} \tag{6.10}$$

C'est ce champ qui est utilisé pour le calcul des contraintes longitudinales.

Dans le calcul de la variation de la déformation, il convient d'ajouter certains termes pour que les six modes de déplacement rigides ne produisent pas de variation de déformation, ce qui est indispensable pour obtenir l'équilibre des forces nodales énergétiquement équivalentes aux contraintes et pour assurer la convergence de l'élément. La variation de la déformation est alors donnée par l'expression suivante :

$$\begin{aligned}
 \delta E_{xx} = & \delta u' + \frac{1}{L_0} \int_{-a}^{+a} [v' \delta v' + w' \delta w'] dx \\
 & - y [\delta v'' + z_c \delta \psi''] - z [\delta w'' + y_c \delta \psi'']
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
& -y \left[ \frac{3x}{2a^3} \left\{ \int_{-a}^{+a} \delta\psi w'' x dx + a(p_{12} \delta p_{11} + p_5 \delta p_4) + \int_{-a}^a \psi \delta w'' x dx \right\} \right] \\
& + \frac{1}{2a} \left\{ \int_{-a}^{+a} \delta\psi w'' dx + (p_{12} \delta p_{11} - p_5 \delta p_4) + \int_{-a}^a \psi \delta w'' dx \right\} \\
& + z \left[ \frac{3x}{2a^3} \left\{ \int_{-a}^{+a} \delta\psi v'' x dx - a(p_{13} \delta p_{11} + p_6 \delta p_4) + \int_{-a}^a \psi \delta v'' x dx \right\} \right] \\
& + \frac{1}{2a} \left\{ \int_{-a}^{+a} \delta\psi v'' dx + (p_{13} \delta p_{11} - p_6 \delta p_4) + \int_{-a}^a \psi \delta v'' dx \right\} \\
& + r^2 \psi' \delta\psi' - \omega(y, z) \delta\psi''
\end{aligned} \tag{6.11}$$

$$2 \delta E_{xy} = -\delta\psi' [z - z_c + \partial_y \omega(y, z)]$$

$$2 \delta E_{xy} = \delta\psi' [z - y_c + \partial_z \omega(y, z)]$$

### 6.1.3 Intégration

Contrairement à l'élément barre de treillis, l'élément poutre présente une expression du champ de déformation beaucoup trop complexe pour qu'on puisse envisager de réaliser analytiquement l'intégration sur le volume. Cela ne serait d'ailleurs pas possible si on considère que le comportement du matériau est différent en tout point de la poutre, à cause des différences de température. On ne peut donc effectuer l'intégration que numériquement.

#### 6.1.3.1 Intégrale des composantes longitudinales sur la section droite

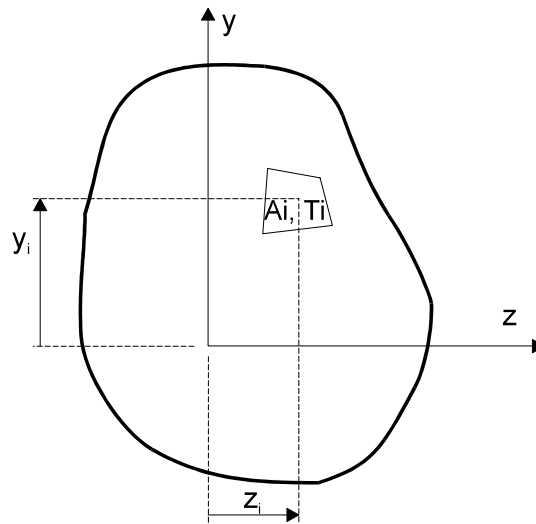
Pour l'intégration sur la section droite, on utilise la discrétisation déjà réalisée pour le calcul des températures, voir chapitre 4. Pour le calcul des températures, la section a été divisée en un nombre  $N$  d'éléments plans, quadrangulaires ou triangulaires, et on a calculé l'évolution de la température aux noeuds qui joignent ces éléments, voir fig. 6.5. On a déterminé et tabulé facilement la surface de ces éléments et la position de leur centre de gravité. On a aussi calculé leur température moyenne et on a écrit sur disque la valeur de ces températures à chaque pas de temps. Lors de la résolution du calcul statique, on réalise l'intégration numérique des propriétés de rigidité et des efforts de la manière suivante :

$$\int_A E(y, z) y^a z^b dy dz \cong \sum_{i=1}^N E_i(T_i) y_i^a z_i^b A_i \tag{6.12}$$

$$\int_A \sigma(y, z) y^c z^d dy dz \cong \sum_{i=1}^N \sigma_i(T_i) y_i^c z_i^d A_i$$

avec  $T_i$  température moyenne de l'élément plan  $i$ ,  
 $A_i$  surface de l'élément plan,  
 $y_i, z_i$  coordonnées de son centre de gravité,  
 $a, b, c, d$  entiers positifs dont la valeur dépend de la propriété qu'on évalue et  
 $N$  nombre d'éléments plans utilisés pour la discrétisation de la section droite.

Chaque élément plan utilisé lors du calcul thermique devient une fibre longitudinale pour un élément poutre.



**Fig. 6.5 : Intégration sur la section droite.**

Cette manière de procéder est très générale et permet de décrire n'importe quelle forme de section droite faisant intervenir un nombre quelconque de matériaux. Il suffit de diviser la section en un nombre suffisant d'éléments plan. L'inconvénient de cette manière de procéder est directement lié à son caractère général qui constitue justement son grand avantage. Dans les cas particuliers les plus simples, on ne dispose pas d'une manière immédiate permettant de représenter les sections.

Par exemple, dans le cas simple d'une poutre rectangulaire élastique ayant un comportement plan à température ordinaire, on trouve une raideur flexionnelle et un moment de flexion nuls si on représente la section droite de la poutre par une seule fibre. Il suffit pour s'en convaincre de reprendre l'équation 6.12 et de poser  $N = 1$ ,  $a = 2$ ,  $C = 1$  et  $b = d = 0$ . Le résultat obtenu résulte du fait que  $y_1 = 0$ .

Avec deux fibres représentant chacune la moitié de la section, on sous évalue la rigidité flexionnelle de 25 %. Avec dix rectangles de hauteur égale, l'estimation numérique est encore trop faible de 1 %.

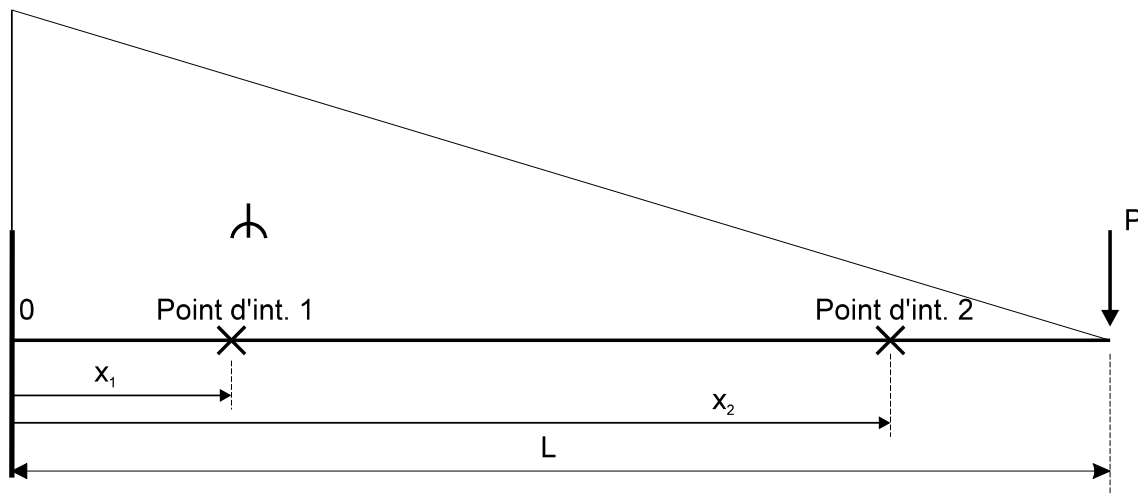
Dans les sections mixtes acier-béton ou dans les sections de pièces en béton armé, il est courant d'utiliser une vingtaine de couches dans chaque direction  $y$  ou  $z$  et la rigidité flexionnelle est assez correctement évaluée. Il convient d'être plus prudent et d'avoir à l'esprit le

problème mentionné ci-dessus lorsqu'on veut modéliser la flexion, ou le flambement, d'un profil en H suivant son axe faible. Le comportement de la section est gouverné par celui des semelles et chacune d'entre elles est un rectangle. Il convient d'adopter suffisamment de fibres dans les semelles lors de la discrétisation. Il faut aussi être attentif au fait que l'apparition de la plastification aux extrémités des semelles réduit la hauteur de la zone qui a conservé de la raideur et que le nombre de fibres encore actives pour la raideur diminue en conséquence. La sous évaluation de la raideur tangente est alors d'autant plus grande que la dégradation progresse. Il est ainsi numériquement impossible de développer exactement le plein moment plastique.

Dans les exemples élastiques qui servent de validation, on peut éviter complètement le problème évoqué dans ce qui précède en représentant une section de surface  $A$  et d'inertie  $I$  par deux fibres dont la forme n'est pas définie, de surface  $\frac{A}{2}$  et de coordonnée  $y = \pm \sqrt{I/A}$ .

### 6.1.3.2 Intégrale sur la longueur

L'intégration sur la longueur est effectuée de manière classique par la méthode de Gauss avec un nombre de points d'intégration à choisir, au moins égal à deux.



**Fig. 6.6 : Poutre encastree libre**

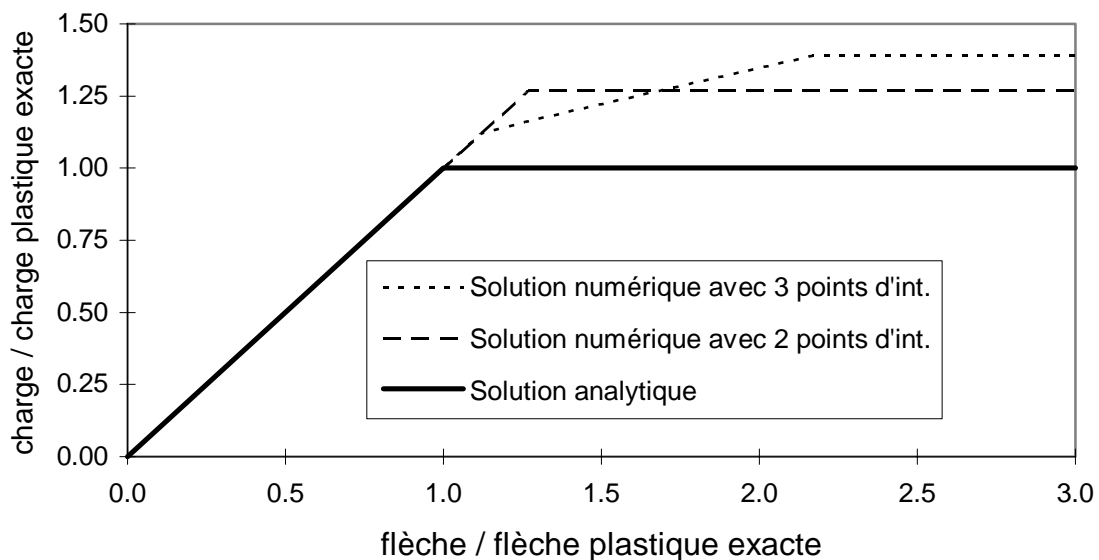
Le phénomène de surrigidité lié aux éléments de type déplacement est mis en évidence dans l'exemple de la figure 6. Une poutre encastree libre de longueur  $L$  est soumise à son extrémité libre à un effort concentré  $P$ . Elle est discrétisée à l'aide d'un seul élément fini pour lequel on considère 2 points d'intégration longitudinale de Gauss situés aux abscisses  $x_1 = 0,211 L$  et  $x_2 = 0,789 L$ . Supposons que la relation moment courbure de la section droite

soit élasto-plastique, caractérisée par une rigidité  $EI$  et par un moment plastique  $M_p$ , et que l'intégration sur la section droite soit exacte.

Pour la solution exacte, si on fait croître progressivement  $P$ , la flèche de la poutre à son extrémité augmente proportionnellement jusqu'à ce que le moment à l'encastrement atteigne le moment plastique. La solution analytique, fig. 6.7, est donnée par

$$f = \frac{PL^3}{3EI} \quad P < M_p/L$$

$f$  indéterminée  $P = M_p/L$



**Fig. 6.7 : Courbe flèche charge**

Numériquement, le comportement est élastique jusqu'à ce que le moment atteigne le moment plastique au premier point de Gauss, c'est-à-dire pour  $P \cdot (L - x_1) = M_p$ , ce qui donne  $P = 1,27 M_p / L$ . Le calcul numérique surestime ainsi la charge de ruine de 27 %.

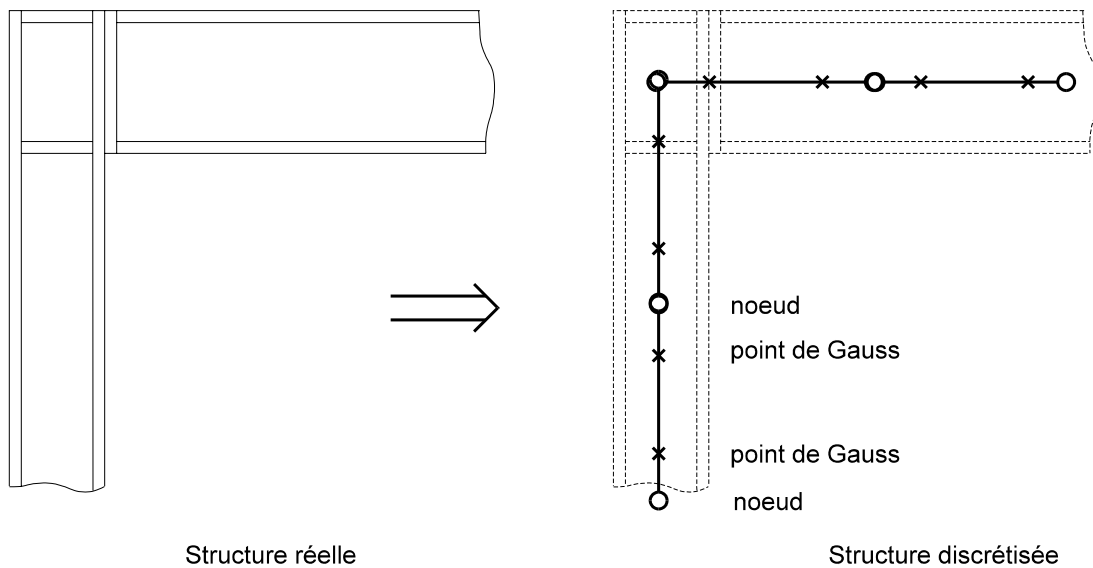
On peut être tenté d'augmenter le nombre de points de Gauss de manière à ce que le premier d'entre eux soit plus proche de l'encastrement et détecte plus tôt la plastification. Effectivement, avec 3 points de Gauss, le premier d'entre eux se plastifie pour une charge  $P = 1,13 M_p / L$  mais alors, il reste 2 points où le comportement est toujours élastique et l'intégration sur la longueur donne à l'élément une raideur flexionnelle qui vaut encore 25 % de la raideur élastique. La raideur ne s'annule que lorsque l'élément se plastifie au deuxième point d'intégration, pour une charge  $P = 1,40 M_p / L$ . Au lieu de régler le problème, on l'a donc aggravé. C'est évidemment sur la longueur des éléments finis, et donc sur leur nombre, qu'il faut jouer pour réduire l'effet indésirable analysé dans ce qui précède.

L'exemple pourrait être transposé au cas où la charge appliquée est constante et où le moment résistant diminue progressivement à cause de l'élévation de température créée par un incendie. Dans les poutres continues où l'incendie génère un gradient de température, les réactions sur les appuis intermédiaires augmentent au cours du temps, ce qui augmente la pente du diagramme des moments au voisinage de ces appuis. La différence entre le moment maximum sur appui et le moment au premier point de Gauss augmente également, ce qui donne encore plus d'acuité au problème.

Le même type de surrigidité due à l'intégration longitudinale en présence de la plasticité peut se manifester de manière encore plus grave dans un élément soumis à un effort normal constant et dont la température varie suivant son axe. Avec deux points d'intégration longitudinaux, la plastification de l'un d'entre-eux ne fait chuter la rigidité axiale que de moitié. Quel que soit le nombre de points d'intégration longitudinale, la rigidité axiale de l'élément ne peut s'annuler que si elle est nulle en chaque point d'intégration.

Le comportement observé est dû au fait que, dans les corps orientés, l'intégration le long de la ligne ou de la surface de référence revient à ajouter des raideurs au lieu d'ajouter des flexibilités.

Pour les poutres, il convient de placer des éléments suffisamment courts près des appuis ponctuels et près des angles, dans les portiques. Afin de mieux apprécier l'importance du problème, il importe de bien remarquer que la discrétisation de la géométrie réelle conduit habituellement à placer la ligne des noeuds à mi épaisseur des profils. Dans le cas d'une poutre de portique connectée rigidement à la colonne, fig. 6.8, le premier point de Gauss se trouve au nu de la colonne si on utilise deux points d'intégration, ce qui est de pratique courante, et si la longueur du premier élément de poutre vaut 2,5 fois la hauteur du profil servant de colonne, ce qui paraît aussi raisonnable. Ainsi, le fait de ne détecter la plastification qu'au premier point d'intégration peut être considéré comme l'équivalent numérique d'un écrêtage du diagramme des moments, comme on le pratique dans le calcul des poutres en béton armé pour tenir compte de la largeur des appuis. En présence d'un gousset renforçant le noeud d'un portique, on peut réaliser l'écrêtage plus loin du noeud. Il ne faut pas alors oublier de vérifier la résistance du gousset pour son propre compte.



**Fig. 6.8 : Discrétisation d'un angle de portique**

Comme le montre la figure 6.7, il convient d'éviter l'utilisation de 3 points d'intégration car ceci revient à écrêter numériquement au niveau du milieu de l'élément, donc à prévoir, pour le premier élément, une longueur seulement égale à la hauteur du profil de la colonne.

### 6.1.3.3 Intégration des composantes tangentielles

Le tenseur des déformations, éq. 6.10, et sa variation, éq. 6.11, comportent les termes relatifs au cisaillement créé par la torsion. On pourrait donc utiliser une loi de comportement biaxiale et avoir accès, en plus de la contrainte longitudinale, à la contrainte tangentielle sur les facettes de la section droite. Nous avons néanmoins conservé une loi uniaxiale, comme dans le cas des poutres planes, pour les différentes raisons suivantes :

- l'élément est utilisé le plus souvent pour des applications 2D, dans lesquelles la torsion n'existe pas ;
- en construction de bâtiment, la torsion n'est que rarement utilisée pour transmettre les efforts. Des phénomènes de torsion secondaire peuvent se manifester dans le cas d'assemblages d'éléments fléchis transversaux par rapport à des poutres principales ou dans celui du déversement d'un élément fléchi, mais les contraintes longitudinales restent largement prépondérantes par rapport aux contraintes de cisaillement dues à la torsion ;
- il ne paraît pas cohérent de tenir compte du cisaillement par torsion, alors qu'on néglige les cisaillements liés à la flexion auxquels on n'a pas accès.

Afin de ne pas négliger l'énergie de torsion, mais aussi pour avoir accès aux efforts énergétiquement équivalents de torsion, on procède de la manière suivante. On considère que le module de cisaillement des matériaux,  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ , garde, au cours d'un incendie, la valeur

qu'il avait à 20°C dans le stade élastique. Les termes qui dans le principe des travaux virtuels prennent en compte le cisaillement créé par la torsion font apparaître la quantité suivante :

$$\int_{\Omega} G \left[ (y - y_c + \partial_z \omega)^2 + (z - z_c + \partial_y \omega)^2 \right] d\Omega \quad (6.13)$$

On explique au chapitre 8 la manière dont on évalue numériquement l'expression 6.13. Cette quantité est la rigidité torsionnelle qu'on note  $GC_t$ . La partie linéaire de la matrice de rigidité relative aux D.D.L. de torsion présente par exemple la forme de l'équation 6.14 si les D.D.L. y sont présents dans l'ordre :  $p_4, p_7, p_{11}, p_{14}$ .

$$K_u = GC_t \begin{bmatrix} \frac{0,6}{a} & 0,1 & -\frac{0,6}{a} & 0,1 \\ & \frac{4a}{15} & -0,1 & -\frac{a}{15} \\ & & \frac{0,6}{a} & -0,1 \\ \text{SYM} & & & \frac{4a}{15} \end{bmatrix} \quad (6.14)$$

De Ville [DE88a], qui a surtout étudié des structures en acier, rappelle que la majorité des auteurs utilisent une loi uniaxiale ainsi que la valeur élastique de la rigidité torsionnelle, ce qui a pu être justifié, quand le moment de flexion est inférieur à 88 % du moment plastique [NE50] ou quand le moment de torsion ne dépasse pas 30 à 40 % du moment plastique [SA77]. Opperman montre que les contraintes tangentielles n'ont pas d'influence sur la capacité portante d'un système et qu'elles n'ont d'influence sur sa ductilité que si l'élanement de la poutre est inférieur à 40 [OP82].

Qu'en est-il si on étudie des sections en béton ou si des modifications de température se produisent dans les sections ?

A titre exploratoire, nous avons étudié le déversement de poutres en acier sous élévation de température en admettant que la rigidité torsionnelle évolue de la même manière que l'inertie rotationnelle de la section, définie comme suit :

$$EI_p = \int_{\Omega} E r^2 d\Omega \quad (6.15)$$

Cette approche est semblable à celle de Harstead et al. qui modifient la rigidité torsionnelle au prorata du rapport entre section élastique et section totale [HA68]. Il est apparu que si cette méthode est simple à programmer, elle conduit à de grandes difficultés pratiques dans son application. La convergence est lente et incertaine. D'autre part, les différences observées au niveau de la température de ruine suivant que l'on fait ou non varier la raideur torsionnelle sont toujours très faibles. Cette modification de la rigidité torsionnelle a donc été abandonnée par la suite. On a préféré conserver des lois uniaxiales et une rigidité torsionnelle élastique, en étant conscient qu'il est impossible ainsi de modéliser des éléments dans lesquels les efforts se transmettent essentiellement par torsion.

## 6.2 EXEMPLES D'APPLICATION ET DE VALIDATION

### 6.2.1 Comportement dans le plan à température ambiante

#### 6.2.1.1 Flexion de poutres en caisson en béton précontraint

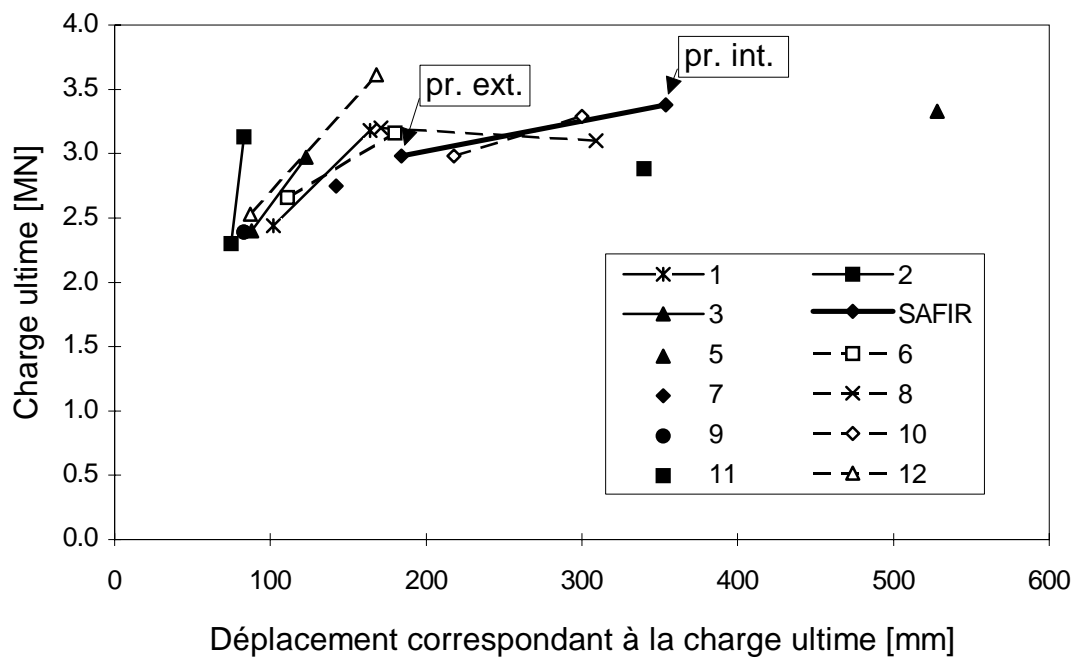
A l'occasion du séminaire "Comportement des structures à précontrainte extérieure" qui s'est tenu à Saint-Rémy-les-Chevreuse en 1993, l'Association Française pour la Construction a proposé un exercice de comparaison entre codes de calcul non linéaires. L'exercice portait sur deux poutres de pont en béton précontraint : une poutre isostatique de 30 m et une poutre de 70 m sur 4 appuis. Pour des structures de cette importance, il n'existe aucun résultat d'essai donnant le comportement jusqu'à la ruine. Le but de l'exercice était de comparer les résultats fournis par différents programmes, pour la même géométrie de poutre et les mêmes propriétés non linéaires des matériaux. Le tableau 6.1. reprend la liste des différents instituts qui ont participé à l'exercice. L'exercice proposé était le calcul jusqu'à la ruine des deux poutres dans différentes conditions de précontrainte, intérieure ou extérieure, avec ou sans glissement des torons.

Pour nos simulations, la poutre en béton armé est représentée par des éléments de type poutre et les torons par des éléments de type barre de treillis [FR93b]. La précontrainte est introduite sous forme de déformation initiale dans les torons [FR89]. On utilise des relations "maître-esclave" entre noeuds pour modéliser le glissement libre des câbles en cas de précontrainte extérieure avec glissement.

N°	Institut	Pays
1	Technische Hochschule Darmstadt	Allemagne
2	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	France
3	Universität Stuttgart	Allemagne
4	Université de Liège	Belgique
5	Queen's University	Canada
6	Universität Innsbruck	Autriche
7	Universität Karlsruhe (TH)	Allemagne
8	University of Belgrade	Serbie
9	Universität Essen	Allemagne
10	Czech Technical University of Prague	Rép. Tchèque
11	University of Michigan	U.S.A.
12	CEBTP	France
13	University of California	U.S.A.
14	New Structural Engineering	Japon

**Tableau 6.1 : Participants à la comparaison de l'AFPC**





**Fig. 6.9 : Poutre isostatique sans glissement.**

Les courbes charge-déplacement calculées par les participants ont été superposées par Conti et Tardy sur des graphiques permettant, pour chaque calcul, la comparaison entre les résultats fournis par différents programmes [CO93]. La figure 6.9 donne une présentation différente des résultats pour la poutre isostatique sans glissement entre les torons et le béton. Pour chaque programme, on a reporté sur la figure deux points correspondant à la charge maximale et au déplacement calculé pour cette charge, respectivement pour le cas de la précontrainte interne (pr. int.) et pour celui de la précontrainte externe (pr. ext.). Les remarques suivantes peuvent être formulées.

- Le participant 13 n'ayant calculé que le cas pr.ext. pour lequel il obtient une charge maximum de 4,13 MN et un déplacement de 1.292 mm. Le point correspondant n'a pas été reporté sur la figure car il semble au vu de la courbe charge-déplacement fournie que, même pour un si grand déplacement, la charge maximale n'ait pas encore été atteinte. La charge continue à augmenter.
- Les participants 7 et 11 n'ayant calculé que le cas pr.ext., on n'a reporté qu'un point pour chacun d'eux sur la figure.
- Le participant 5 n'ayant calculé que le cas pr. int., on n'a reporté que le point correspondant sur la figure.
- Le participant 9 a calculé les 2 cas, mais il trouve la même réponse pour pr. int. et pour pr.ext.. On n'obtient donc qu'un seul point sur la figure.
- Pour tous les participants qui ont pu calculer les 2 cas, la charge ultime est plus élevée avec la pr. int. qu'avec la pr.ext.. L'augmentation moyenne est de 20 %.
- A l'exception du participant 8, la ductilité est plus grande pour la pr. int. que pour la pr.ext.. L'augmentation de flèche ultime est en moyenne de 40 %.
- Pour un même cas, certains programmes conduisent à une charge ultime 50 % plus élevée que d'autres.

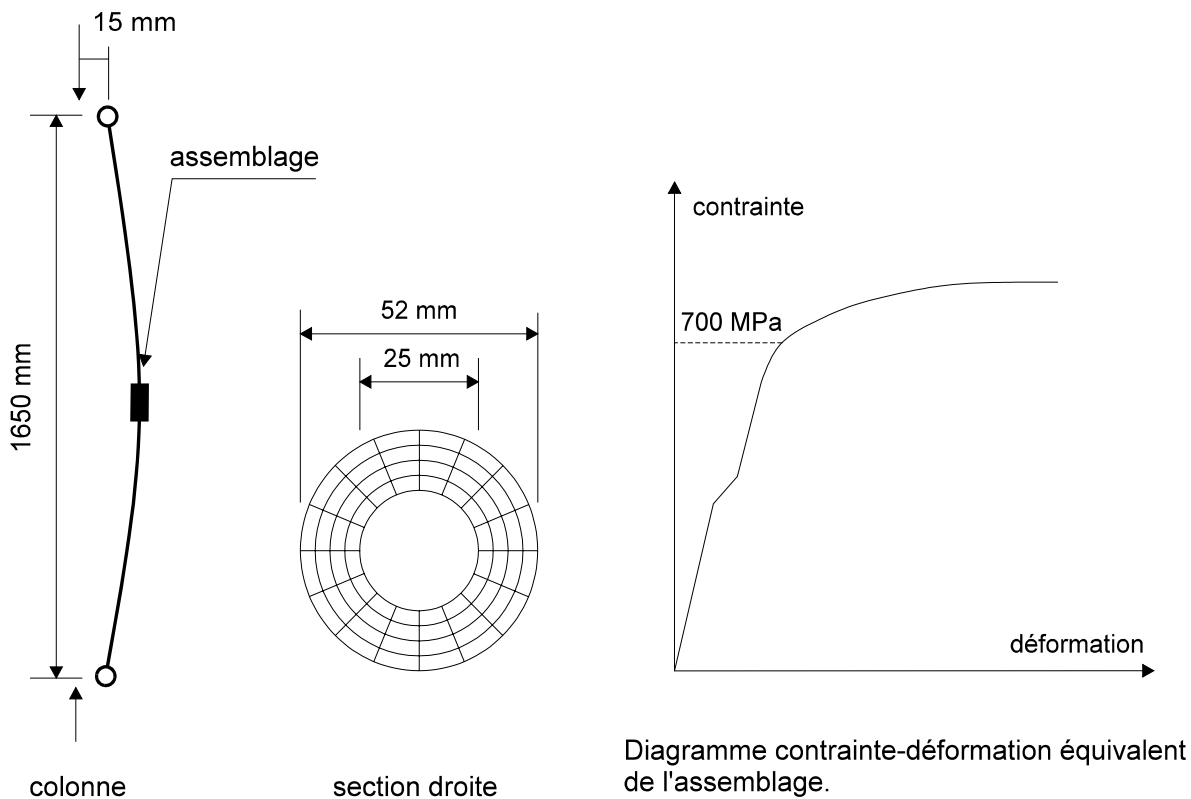
- En ce qui concerne les flèches, les différences sont de l'ordre de 1 à 6.
- Pour le moment de ruine calculé suivant les règles de la norme belge NBN B 15-002 [NB95], la charge ultime est de 3,28 MN, dans le cas de la précontrainte intérieure. On obtient cette valeur pour un raccourcissement du béton de 3,5 ‰ et un allongement des torons de 19,3 ‰. Le programme SAFIR donne une charge maximale de 3,38 MN. Les 3 % de différence pourraient être dus au phénomène de surrigidité créé par l'intégration longitudinale, § 6.1.3.2.

Cette comparaison de l'AFPC permet de dégager certains enseignements :

1. La précontrainte peut être modélisée par une déformation initiale des torons.
2. L'élément barre de treillis peut être conjugué à l'élément poutre pour représenter une poutre précontrainte.
3. Même à température ambiante et pour un cas où les grands déplacements ont des effets limités, la seule introduction des non linéarités matérielles conduit à des différences significatives entre les programmes, pourtant mis au point pour la plupart par des instituts prestigieux.
4. Le programme SAFIR et la discrétisation adoptée conduisent à une charge ultime en bon accord avec un calcul plastique. Il est un de ceux qui permettent de poursuivre l'étude jusqu'à des valeurs élevées des déplacements sans ruine numérique prématurée. Les courbes charge-déplacement qu'il fournit se situent dans la moyenne des résultats donnés par les autres programmes [CO93]. Même si rien ne prouve scientifiquement que la réponse exacte corresponde à la moyenne, cette situation est malgré tout plus confortable que celle des participants dont les courbes se situent nettement plus bas ou plus haut que l'ensemble des autres participants.

### 6.2.1.2 Flambement dans le domaine plastique

Une série de 4 essais de flambement a été réalisée par le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège dans le cadre d'une recherche sur un nouveau type de train de forage utilisé par l'industrie pétrolière [PL93]. Le but de ces essais était de valider le programme de calcul numérique et, surtout, un type de modélisation pour, ensuite, établir numériquement les courbes de flambement des trains de forage constitués soit par des tubes et des assemblages classiques API, *American Petroleum Industry*, soit par des tubes et des assemblages du nouveau type.



**Fig. 6.10 : Données du cas n°2 (voir tableau 6.2.)**

Des essais préalables sur tronçon court ont permis de déterminer les lois uniaxiales équivalentes représentant le comportement d'ensemble respectivement d'un tronçon sans assemblage, d'un assemblage API et d'un assemblage du nouveau type. Pour l'assemblage API, le diagramme présente, dans la partie élastique, un ressaut qui correspond à un glissement des filets au sein de l'assemblage, voir fig. 6.10. Ce diagramme est modélisé par 3 segments linéaires suivis d'une loi puissance de type Ramberg-Osgood. La figure 6.10 pourrait laisser supposer que la section droite est modélisée par 64 fibres quadrangulaires et que le tube modélisé présente une forme prismatique à 16 facettes extérieures. En fait, il n'en est rien ; la simulation étant conduite à température ambiante, il n'est pas nécessaire de passer par la discrétisation en éléments plan. On calcule analytiquement la surface et la position du centre de gravité de chacune des 64 fibres et on utilise ces valeurs exactes pour l'intégration sur la section droite.

Le tableau 6.2. donne, pour chacun des 4 essais, le rapport entre les charges de ruine expérimentales et numériques.

Cas N°	Tube	Assemblage	Longueur (mm)	Test (kN)	SAFIR (kN)	$\frac{\text{SAFIR}}{\text{TEST}}$
1	API	-	1654	2440	2440	1,00
2	API	API	1654	2066	1995	0,97
3	Nouveau type	-	1800	1570	1600	1,02
4	Nouveau type	Nouveau type	1800	1250	1332	1,06

Tableau 6.2 : Essais sur tubes de forage

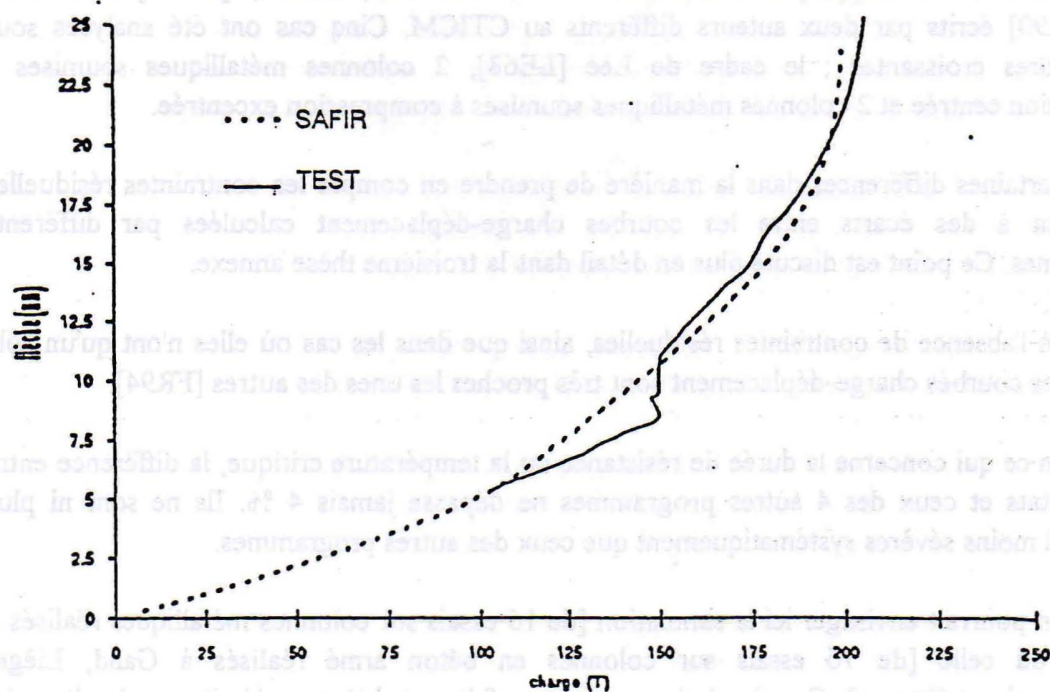


Fig. 6.11 : Charge-déplacement pour le cas n°2

La figure 6.11 montre les courbes charge-déplacement latéral pour le cas n°2, celui du tube API comprenant 1 assemblage.

L'exemple traité ici ne vaut pas tellement par l'aspect de la validation du programme numérique ; d'autres cas plus difficiles ont en effet été analysés. Il montre néanmoins que des résultats satisfaisants peuvent être obtenus en présence simultanée de non-linéarités matérielles

résultats satisfaisants peuvent être obtenus en présence simultanée de non linéarités matérielles et géométriques. Après la comparaison entre programmes de calculs menée à propos des poutres précontraintes, il a paru qu'une comparaison avec des essais de laboratoires pourrait présenter un caractère plus parlant et, peut-être, plus convaincant.

L'intérêt de cet exemple est aussi de mettre en évidence, par opposition à l'exemple des poutres précontraintes, la grande diversité des structures analysables par le programme. On notera également qu'il permet de traiter des cas qui, même à température ambiante, présentent déjà de sérieuses difficultés.

## 6.2.2 Comportement dans le plan à température élevée

### 6.2.2.1 Etude d'éléments simples

Dans le cadre d'une recherche européenne financée par la CECA, *Buckling Curves of Hot Rolled H Steel Sections Submitted to Fire*, le programme SAFIR a été comparé à 4 autres programmes numériques ; CEFICOSS que nous avons développé pour la société ARBED [CA90], DIANA développé par l'Université de Delft et le TNO, SISMEF [ZH94] et LENAS-MT [KA90] écrits par deux auteurs différents au CTICM. Cinq cas ont été analysés sous températures croissantes ; le cadre de Lee [LE68], 2 colonnes métalliques soumises à compression centrée et 2 colonnes métalliques soumises à compression excentrée.

Certaines différences dans la manière de prendre en compte les contraintes résiduelles conduisent à des écarts entre les courbes charge-déplacement calculées par différents programmes. Ce point est discuté plus en détail dans la troisième thèse annexe.

En l'absence de contraintes résiduelles, ainsi que dans les cas où elles n'ont qu'un rôle mineur, les courbes charge-déplacement sont très proches les unes des autres [FR94].

En ce qui concerne la durée de résistance ou la température critique, la différence entre nos résultats et ceux des 4 autres programmes ne dépasse jamais 4 %. Ils ne sont ni plus sévères ni moins sévères systématiquement que ceux des autres programmes.

On pourrait envisager ici la simulation [de 16 essais sur colonnes métalliques réalisés à Bilbao], ou celle [de 76 essais sur colonnes en béton armé réalisés à Gand, Liège, Braunschweig et Ottawa]. Ces simulations seront en fait examinées en détail aux chapitres 10 et 11.

### 6.2.2.2 Etude d'un portique simple

Ce cas est cité ici pour mémoire. Il s'agit de l'étude d'un portique métallique à un niveau et une travée, testé à Cardington, *Fire Research Station* [CO87]. Le comportement de ce portique a été simulé sous diverses hypothèses, ce qui a permis de dégager d'intéressantes conclusions notamment sur le rôle protecteur joué par le béton de la dalle portée par la poutre,

même sans collaboration de ce béton à la reprise des efforts, et sur la sensibilité du mode de ruine, *sway* ou *non sway*, aux conditions d'appuis [FR95a].

Le calcul a été effectué, longtemps avant la date finale de publication des résultats, avec le programme CEFICOSS écrit dans le cadre de notre thèse de doctorat. Aucune mesure de la limite d'élasticité n'ayant été réalisée à l'époque de l'essai, on ne peut tirer de conclusion formelle sur le fait qu'une approche numérique puisse ou non donner une bonne estimation de la durée de résistance au feu. Il suffit en effet de choisir convenablement la limite élastique prise en compte dans les calculs pour obtenir le bon résultat.

Cette étude a néanmoins permis de vérifier que le mode de ruine obtenu par la simulation concorde bien avec celui qui a été observé lors de l'essai.

### 6.2.2.3 Etude d'un cadre à étages multiples

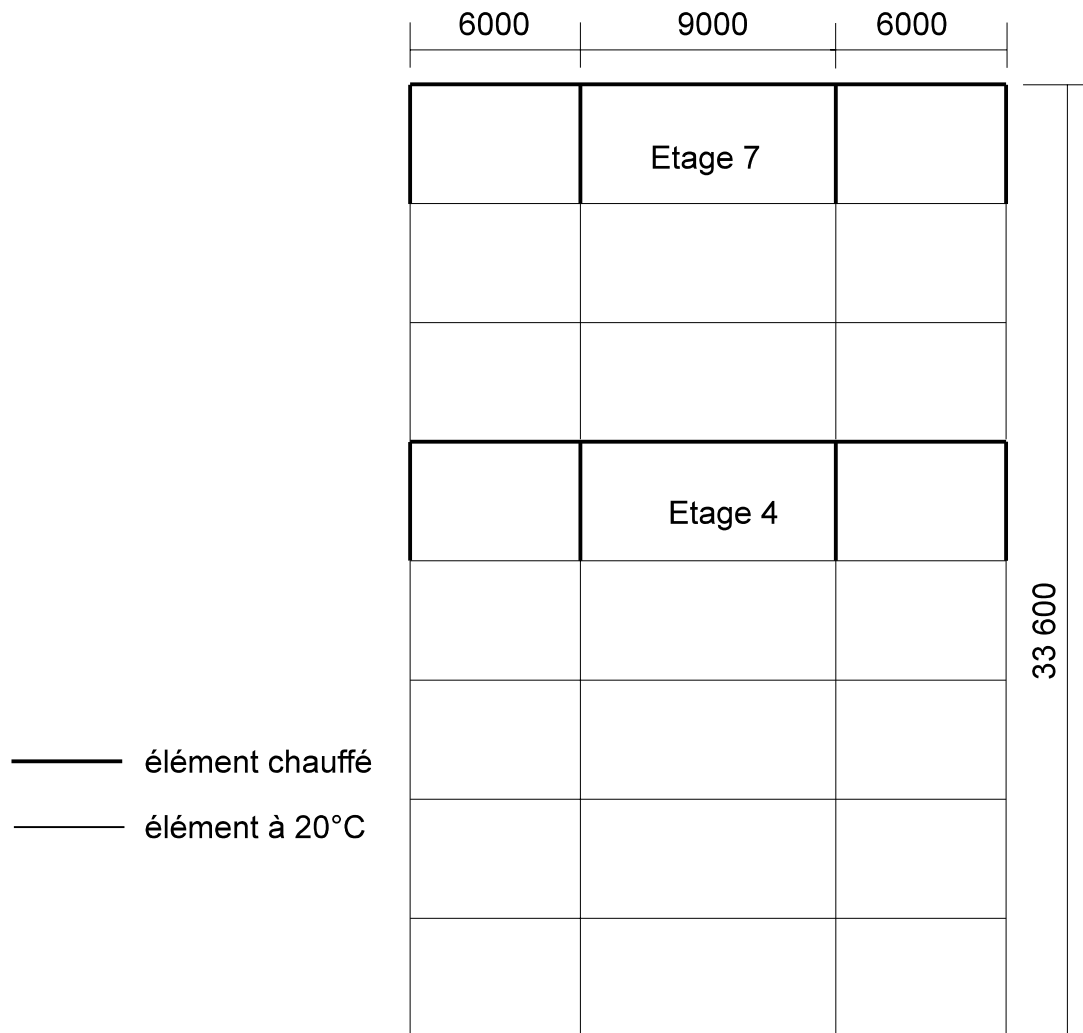
En Angleterre, un important programme expérimental a été mis sur pied par le Building Research Establishment. A l'intérieur des immenses hangars de Cardington construits pour abriter les dirigeables de l'entre deux guerres, on a construit au bâtiment complet de huit niveaux, voir fig. 6.12. La structure est métallique avec des planchers collaborant en béton. La stabilité latérale est assurée par un système de contreventement. La photo de ce bâtiment est reprise en couverture du *Journal of structural engineering* de l'ASCE.

Une série de tests doit être réalisée sur ce bâtiment et une partie d'entre eux concerne le comportement à l'incendie.

Nous avons été invité à participer à certaines modélisations numériques menées au sein du groupe de scientifiques britanniques *Steel in Fire Modeling Group* afin de déterminer les charges à appliquer lors des essais. Deux scénari d'incendie ont été envisagés, le premier influençant les 4 colonnes et les 3 poutres du quatrième étage et le second s'appliquant au septième étage. Pour chaque scénario, 4 niveaux de chargement différents ont été pris en compte. Les conditions expérimentales ont été choisies de manière à n'influencer qu'un seul des cadres principaux à 8 niveaux et 3 travées.

La tableau 6.3 montre les températures critiques obtenues par le programme SAFIR, par le programme NARR2 de El Rimawi à l'Université de Loughborough, par le programme 3DFIRE de Najar à l'Université de Sheffield, par le programme FAUST de Ragupathy à la City University de Londres et par le programme écrit par Wang au B.R.E. Il faut signaler que la plupart de ces programmes ne peuvent pas déterminer la distribution des températures au sein de la structure. Les simulations ont donc été menées sur base d'une distribution des températures conventionnelle et relativement simple. La température critique se rapporte à la température dans les semelles inférieures des poutres. La température en d'autres points du portique est supposée n'être qu'une fraction de cette température maximum. On suppose encore que cette fraction ne varie pas au cours du temps. La comparaison ne porte donc que

sur la simulation du comportement mécanique, étant donné que le champ thermique est imposé et le même pour tous.



**Fig. 6.12 : Cadre plan de Cardington**

Niveau	4				7			
Taux de chargement	1	1.33	1.78	2.22	1	1.33	1.78	2.22
El-Rimawi	700	-	681	659	800	-	750	661
Franssen	697	691	681	670	744	725	697	681
Najjar	717	708	653	614	760	712	664	575
Ragupathy	696	689	681	672	740	719	696	681
Wang	782	767	731	683	751	703	697	682

**Tableau 6.3 : Températures critiques en °C**

La figure 6.13a reprend les résultats obtenus pour le 4e étage et la figure 6.13b ceux obtenus pour le 7e étage.

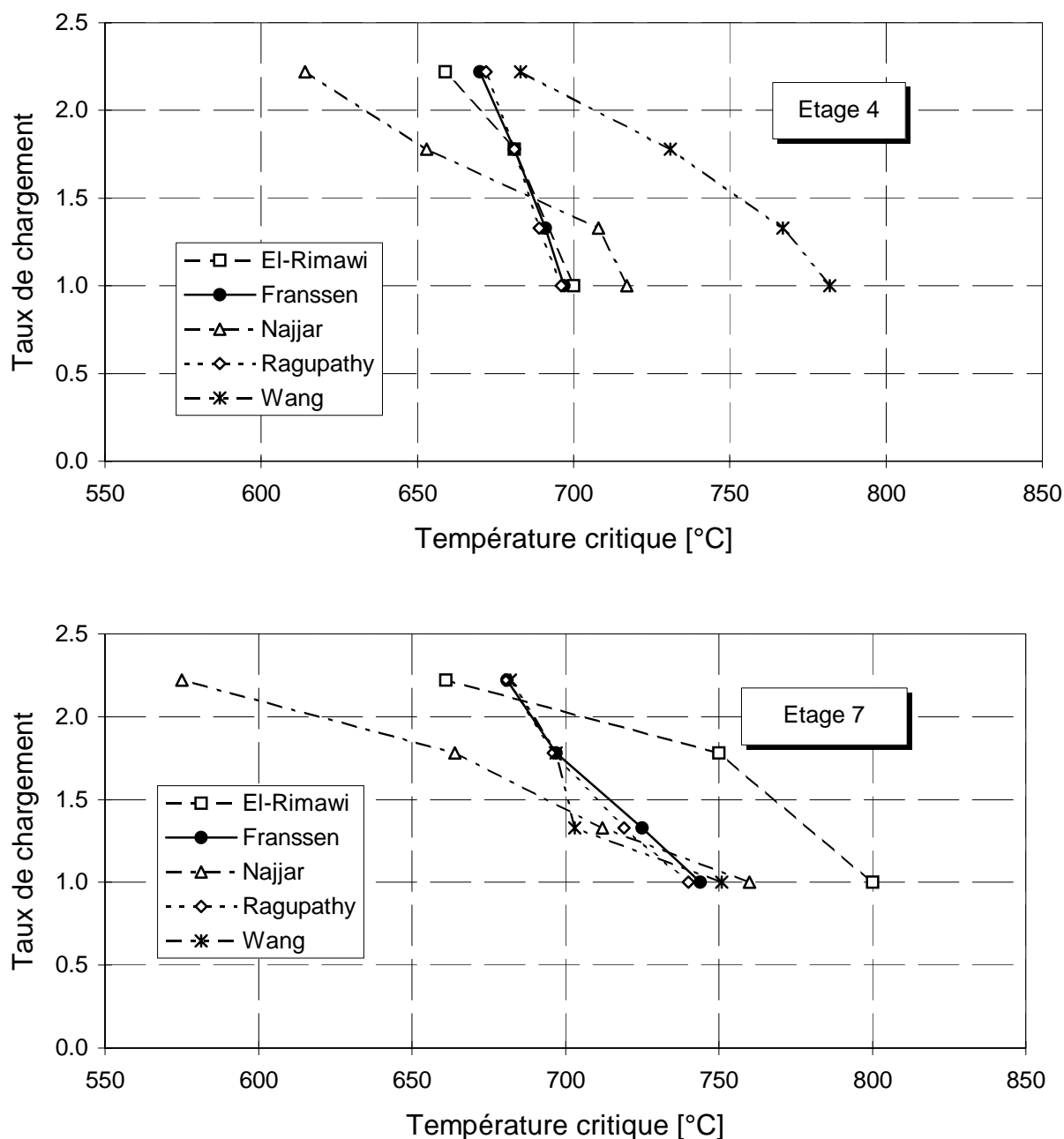
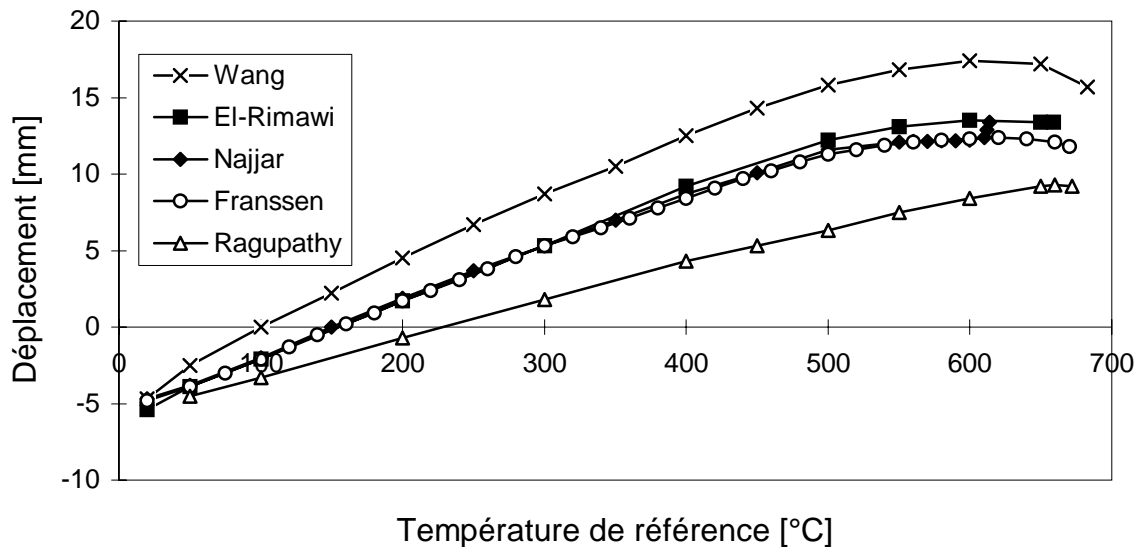


Fig. 6.13 : Résultats du cadre de Cardington

Le tableau 6.3 et la figure 6.13 montrent que la validation correcte d'un programme par comparaison avec les résultats d'autres programmes doit porter sur des cas et des situations variés. Par exemple, la seule comparaison entre nos résultats et ceux de El Rimawi conduirait à une correspondance parfaite si elle n'était menée que sur le niveau 4 et le taux de chargement de 1,78. Menée sur le seul niveau 7 et le taux de chargement de 1, elle révélerait par contre un écart de plus de 50°C.



Pour donner un maximum de fruits, la comparaison doit porter sur d'autres grandeurs que la température critique. On portera par exemple son attention sur l'évolution au cours du temps des flèches, des sollicitations, des déformations, des contraintes.... Il n'est jamais facile d'identifier la raison de différences éventuelles sans considérer les hypothèses de base des programmes mis en oeuvre. On se heurte cependant à de grandes difficultés lorsqu'on tente de rassembler les informations concernant 5 programmes provenant de 5 institutions différentes.



**Fig. 6.14 : Déplacement vertical d'un noeud poutre-colonne**

La figure 6.14 donne le déplacement vertical d'un noeud poutre-colonne en fonction de la température de référence. Comme les valeurs obtenues à 20°C sont voisines, on peut supposer que les charges et la géométrie sont prises en compte de la même manière par les 5 auteurs. Il est par contre étonnant de voir apparaître, pour 2 programmes, de si grandes différences dès que la température s'élève, alors que le comportement est encore presque élastique et que les déplacements ne peuvent être causés que par la dilatation de l'acier. On peut penser que cette situation est due à une mauvaise programmation de la dilatation thermique, ou à une prise en compte incorrecte du champ de température.

Pour l'ensemble des cas étudiés, nos résultats sont en bon accord avec deux des autres programmes. Les programmes de Najjar et de Wang, pour l'étage 4, ou de Najjar et de El-Rimawi, pour l'étage 7, donnent des résultats différents des 3 autres programmes, et différents entre eux.

## 6.2.3 Comportement 3D à température ambiante

### 6.2.3.1 Déversement élastique d'une poutre simplement appuyée

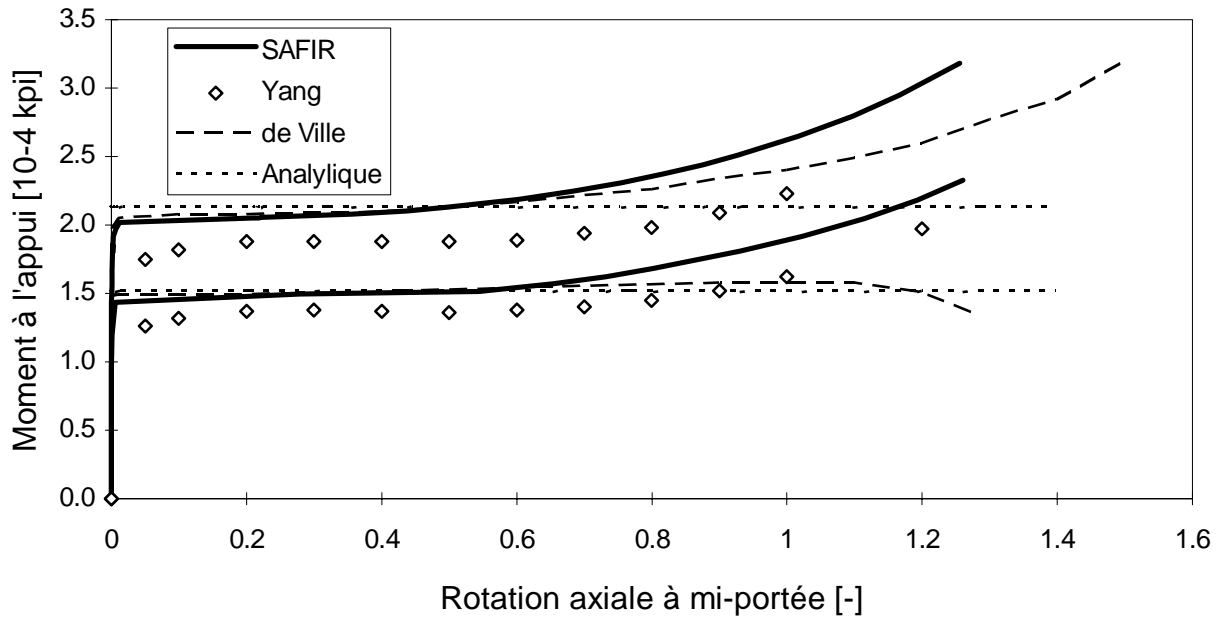
Cet exemple porte sur une poutre élastique bi-appuyée sollicitée en flexion pure. Il a été étudié par Yang [YA84], puis par de Ville [DE88a]. Si la structure est très simple, son comportement est l'un des plus difficile à reproduire numériquement. Le cas présenté ici est en fait le plus sévère de tous ceux que nous avons étudié lors de la validation de l'élément.

La poutre est composée d'un profil laminé W10 x 10 x 100 dont les caractéristiques sont les suivantes : hauteur de 11.10", largeur de 10.35", épaisseur des semelles de 1.11", épaisseur de l'âme de 0.68" et congé de raccordement de 0.51".

La poutre, dont la longueur est de 240 pouces, est constituée d'un matériau élastique avec  $E = 29000$  ksi et  $\nu = 0.30$ . Il n'y a pas de bridage longitudinal. Les deux déplacements transversaux sont bloqués aux appuis. Les deux rotations transversales sont libres à chaque appui tandis que la rotation autour de l'axe de la poutre  $y$  est bloquée. Chaque appui est donc un appui à fourche. L'exemple est traité en déplacement imposé. La rotation autour de l'axe fort est augmentée progressivement aux deux appuis ce qui, pour des rotations faibles, induit dans la poutre un état de flexion pure. Le déversement est rendu possible par l'introduction d'une déformée initiale hors plan de forme sinusoïdale et d'amplitude maximale à mi-portée de  $L/2000 = 0.12$  pouces.

Dans un premier temps, on discrétise un quart de la section droite par 34 éléments plans et 57 noeuds. La rigidité torsionnelle calculée par le programme SAFIR est de 10.8 pouces<sup>4</sup>, soit très légèrement inférieure aux 10.9 pouces<sup>4</sup> mentionnés par de Ville ou aux 11.0 pouces<sup>4</sup> relevés dans un ancien catalogue de profilés de la firme ARBED [AR--]. La rigidité au gauchissement est de 5036 pouces<sup>6</sup> selon SAFIR, contre 5150 pouces<sup>6</sup> selon de Ville et 5139 pouces<sup>6</sup> selon le catalogue. Les valeurs données dans le catalogue de l'ARBED sont calculées par des formules analytiques approchées.

La figure 6.15 donne l'évolution du moment de flexion aux appuis en fonction de la rotation axiale à mi-portée de la poutre. Deux familles de courbes sont présentées suivant que le gauchissement aux appuis est empêché ou non.



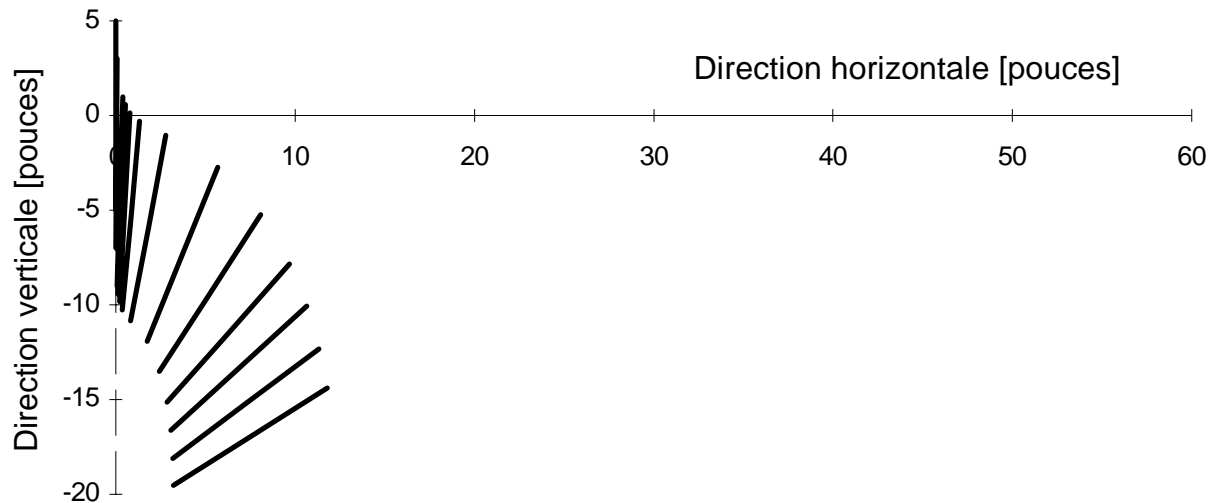
**Fig. 6.15 : Evolution du moment**

Les charges critiques correspondant au plateau horizontal, calculées par SAFIR et par de Ville sont très proches l'une de l'autre ; elles sont aussi très proches de la charge critique calculée analytiquement en tenant compte de l'état déformé de la poutre [DE88a]. Le programme de Yang conduit à une résistance plus faible. La courbe obtenue par Yang présente le caractère d'un comportement par divergence. Il est possible que, pour faciliter la résolution, Yang ait introduit une déformée initiale plus grande, ce qui provoque l'apparition du déversement pour un moment plus faible. La très petite déformée initiale,  $\theta_{\max} = 0.0008$  radian, introduite par les deux autres auteurs conduit à un comportement du type bifurcation, ce qui est plus difficile à suivre pas-à-pas. L'amplitude de la déformée initiale n'est cependant pas responsable de la différence de charge critique ; c'est probablement la prise en compte de la déformée de l'élément lors de l'élaboration de la matrice tangente qui en est la cause.

Nos résultats sont pratiquement les mêmes que ceux de de Ville jusqu'à la charge critique obtenue pour une rotation à mi-portée de 0,5 radian, soit 29 degrés. Au-delà, SAFIR donne une plus grande résistance de la poutre et une réserve postcritique, quelle que soit la condition d'appui sur le gauchissement. Pour le cas où le gauchissement est libre à l'appui, de Ville obtient une charge maximale quand le profil a tourné de 1,1 radian, soit 63 degrés. Nos simulations ont toujours conduit à la résistance post critique quels que soient les pas de temps adoptés ou la sévérité admise pour le critère de convergence, même lorsque le nombre d'éléments a été porté de 10 à 40.

Il faut remarquer que les différences de comportement apparaissent lorsque les déplacements sont très grands et n'auraient probablement pas de signification dans le cas d'une structure réelle soumise à l'incendie. La figure 6.16 montre les positions successives de l'âme de la poutre calculées par SAFIR à mi portée dans le cas où le gauchissement à l'appui est libre. Elle montre que le comportement post critique, lorsque le moment dépasse  $1.5 \cdot 10^4$  kpi, est accompagné de très grands déplacements, de l'ordre de  $L/30$ . Pour un élément réel en

acier qui serait soumis à des températures élevées, il est probable que les plastifications engendrées par ces grands déplacements empêcheraient le développement de la résistance post critique. Un exemple de déversement en présence de plastifications est présenté au paragraphe suivant.



**Fig. 6.16 : Positions successives de l'âme**

### 6.2.3.2 Déversement élasto plastique d'une poutre continue

Il s'agit d'une poutre continue sur 3 appuis constituée par un IPE300 en acier élasto-plastique dont la limite élastique est de 235 Mpa. Les portées des deux travées sont de 8 m et les 3 appuis sont du type "appui à fourche". Les imperfections sont prises en compte sous forme d'une répartition triangulaire de contraintes résiduelles, avec une valeur maximale de  $0.30 \times 235$  Mpa, ainsi que d'une déformée sinusoïdale d'amplitude  $L/1000$  dans les deux plans. La poutre est soumise à une charge uniformément répartie appliquée au niveau de l'axe des centres de gravité.

Le cas a été analysé par Piller [PI84] et par de Ville [DE88a]. La simulation numérique pas-à-pas donne des charges maximales suivantes :

15,96 kN/m pour Piller ;

16,42 kN/m pour de Ville, avec 20 éléments de même longueur ;

16,21 kN/m pour de Ville, avec 22 éléments dont les plus courts sont proches de l'appui central.

Nos résultats donnent les charges maximales suivantes :

16,43 kN/m, avec 20 éléments de même longueur et

16,40 kN/m, avec 22 éléments.

L'introduction du degré de liberté supplémentaire dans l'élément fini de type poutre, § 6.1.2, rend nos résultats légèrement moins dépendants du nombre d'éléments que ceux obtenus par

de Ville, comme l'a bien expliqué Boeraeve [BO91]. L'écart observé par de Ville entre ses deux résultats est cependant déjà très faible, de l'ordre du pourcent.

Les valeurs des charges maximales mentionnées ci-dessus ont été obtenues en supposant que la rigidité torsionnelle n'est pas affectée par les plastifications que créent les contraintes longitudinales. Afin d'apprécier l'importance de cette approximation, on a dans un deuxième temps supposé que la rigidité torsionnelle varie dans chaque élément de la même manière que le moment d'inertie rotationnelle de la surface, suivant l'équation 6.15, § 6.1.3.3.

Les résultats obtenus sont les suivants :

16,22 kN/m, avec 20 éléments et

16,17 kN/m, avec 22 éléments.

Même si la manière de réduire la raideur torsionnelle est approchée, l'ordre de grandeur de 1 % de l'effet observé tend à montrer qu'il n'est pas nécessaire de prendre en compte les contraintes tangentielles dans la loi constitutive et qu'on peut obtenir des résultats satisfaisants même pour un mode de ruine comme le déversement qui s'accompagne pourtant de grandes rotations.

## 6.2.4 Comportement 3D à température élevée

### 6.2.4.1 Flambement d'une colonne hors de son plan de chargement - 1ère comparaison

L'étude a porté sur le déversement latéral d'une colonne soumise à une température croissante et les résultats sont comparés à ceux donnés par le programme LENAS développé au C.T.I.C.M. par Kaneko [KA90].

La colonne de 5 m est constituée d'un profil HEA140 en acier S235. Le gauchissement aux appuis est libre. La colonne est soumise à une charge constante de 100 kN appliquée avec une excentricité de 10 cm suivant l'axe fort ; la température du profil est ensuite augmentée de façon uniforme. Le matériau constitutif est supposé se comporter suivant les lois de l'Eurocode 3 [EC-32].

A température ambiante, le déplacement latéral à mi-hauteur de la colonne se produit dans le plan de l'âme, causé par le moment de flexion dû à l'excentricité de la charge. Il augmente légèrement dans la même direction lorsque la température commence à s'élever. Aux alentours de 200°C, des plastifications apparaissent aux extrémités des semelles ; leur effet sur la raideur flexionnelle suivant l'axe fort est nettement moins sévère que leur effet sur la raideur suivant l'axe faible. Les déplacements perpendiculaires à l'âme augmentent de plus en plus et la ruine se produit par déversement latéral de la colonne, accompagné de torsion.

Si on calculait l'échauffement réel dans la section droite, la température des bords des semelles augmenterait plus rapidement que dans le reste de la section, car ces bords sont

soumis à l'action de la chaleur par trois côtés. On peut donc craindre qu'en cas d'incendie, cet effet rende sensible au déversement des poutres qui ne le seraient pas à température ordinaire.

Alors que le programme LENAS donne une température de ruine de 398°C, SAFIR donne une température critique de 384°C, avec le même mode de ruine. Ces deux valeurs des températures sont celles qui seraient obtenues si le calcul était mené indépendamment, sans concertation entre les deux instituts de recherche. La différence de 14°C est assez faible bien que LENAS ne prenne pas en compte les congés de raccordement, de sorte que les deux études ne portent pas en fait sur deux structures identiques.

Dans un exercice de validation, il est préférable d'étudier des structures identiques, aussi avons-nous effectué la simulation de la colonne en négligeant les congés, mais en conservant l'inertie torsionnelle de 8.47 cm<sup>4</sup> calculée par SAFIR pour la section avec congés. La température critique obtenue n'est plus alors que de 372°C et la différence avec celle obtenue par LENAS est de 26°C, tableau 6.4. Pour la section sans congés, SAFIR calculerait une inertie torsionnelle de 6.43 cm<sup>4</sup>, ce qui ferait chuter la température critique à 356°C.

	$C_t = 6.43 \text{ cm}^4$	$C_t = 8.47 \text{ cm}^4$	$C_t = 21.36 \text{ cm}^4$
LENAS sans congé	-	-	<b>398</b>
SAFIR sans congé	356	372	408
avec congé	-	<b>384</b>	422

**Tableau 6.4 : Températures de ruine**

La manière dont la raideur torsionnelle est prise en compte par LENAS n'est pas rapportée dans la littérature. Des calculs de torsion pure menés par Talamona au CTICM ont permis d'observer une valeur de l'inertie de 21.36 cm<sup>4</sup>, à comparer avec la valeur de 8.13 cm<sup>4</sup> donnée par un catalogue [AR--] ou avec la valeur de 8.47 cm<sup>4</sup> calculée par SAFIR. Il semble que la raideur prise en compte par LENAS soit surévaluée dans un rapport de 2.6 qui est précisément le rapport entre le module de Young et le module de cisaillement pour un matériau qui, comme l'acier, a un coefficient de Poisson de 0.3. La prise en compte de la même raideur par SAFIR augmente la température de ruine de près de 408°C, tableau 6.4.

A partir de cet exemple, il n'est pas facile de tirer une conclusion claire, car cette dernière dépend du point de référence que l'on choisit pour le programme SAFIR dans le tableau 6.4. Si on considère chaque programme comme un tout indivisible, caractérisé par ses équations, mais aussi par la manière dont il les résout et par la manière dont la structure est représentée, la valeur de 384°C donnée par SAFIR est inférieure de 14°C à celle obtenue par LENAS. Par contre, si on essaie d'adopter autant que possible les conditions prises en compte dans le programme du CTICM, la valeur de 408°C donnée par SAFIR est supérieure de 10°C à celle obtenue par LENAS.

### 6.2.4.2 Flambement d'une colonne hors de son plan de chargement - 2ème comparaison

Afin d'obtenir une base de comparaison plus large, nous avons proposé que le même exemple soit calculé dans le cadre du STIFF, *Steel In Fire Forum*, britannique. Le congé de raccordement n'a pas été pris en compte et la chaleur adoptée pour l'inertie torsionnelle est celle des catalogues :  $8,13 \text{ cm}^4$ .

En plus des deux premiers auteurs mentionnés au paragraphe précédent, on a obtenu la participation de Wang qui a développé son propre programme au Building Research Establishment, du groupe Planck-Burgess, utilisant son propre programme à l'Université de Sheffield, et de Ptchelintsev utilisant, avec une certaine aide de notre part, le programme ANSYS, au Building Research Institute à Tsukuba.

Afin de vérifier s'il n'existe pas déjà des différences entre les programmes en dehors de toute élévation de température, il a été décidé d'analyser également la colonne à  $20^\circ\text{C}$ . Pour mettre en évidence les effets tridimensionnels, il a été décidé de considérer 2 conditions d'appui différentes, suivant que la rotation suivant l'axe faible est libre ou empêchée, c'est-à-dire suivant que la charge est appliquée ponctuellement ou par l'intermédiaire d'un cylindre. Le tableau 6.5 donne pour les 2 conditions d'appuis les valeurs des charges de ruine obtenues à froid et celles des températures critiques sous une charge constante de 100 kN.

			Rotation fixe		Rotation libre	
Auteur	Code	Institut	à froid	à chaud	à froid	à chaud
Wang	-	B.R.E., Garston	198 kN	476°C	193 kN	464°C
Talamona	LENAS	C.T.I.C.M.	192 kN	480°C	172 kN	402°C
Plank	-	Sheffield Univ.	194 kN	474°C	169 kN	385°C
Franssen	SAFIR	Univ. de Liège	188 kN	477°C	160 kN	386°C
Franssen (b)			192 kN	479°C	181 kN	432°C
Ptchelintsev	ANSYS	B.R.I., Tsukuba	192 kN	486°C	155 kN	368°C

**Tableau 6.5 : Valeurs de ruine**

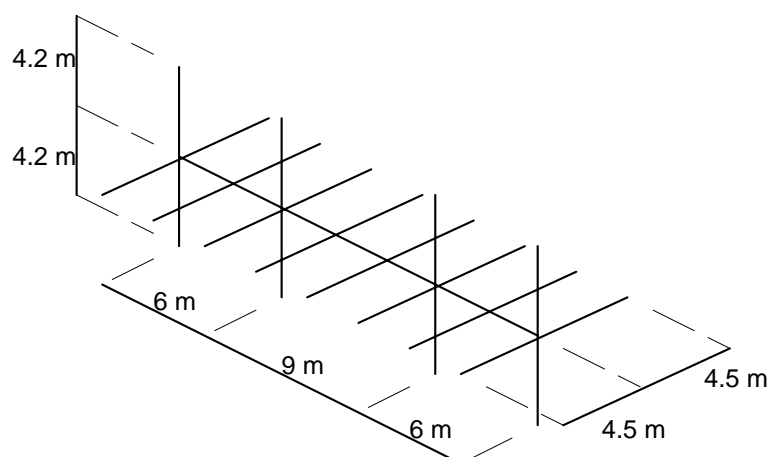
On remarque que le programme du B.R.E. donne en cas de comportement 3D, c'est-à-dire lorsque la rotation est libre, des résultats plus élevés que les autres. La différence existe déjà à  $20^\circ\text{C}$ , la charge de ruine était d'au moins 12 % supérieure à celles obtenues par les autres participants. A chaud, la charge étant la même pour tous, la colonne analysée par Wang est proportionnellement moins chargée et peut donc supporter une température plus élevée. Wang attribue cet excès de résistance au fait que son élément ne prend pas en compte le gauchissement, ce qui le rend mal adapté à la simulation du déversement. Si on peut être

d'accord avec sa conclusion, la cause de son excès de résistance est plus probablement à rechercher parmi certains termes d'interaction qui ont été négligés dans l'expression de la déformation longitudinale. La ligne repérée par *Franssen (b)* dans le tableau 6.5. donne les résultats obtenus par SAFIR en bloquant le gauchissement. Les résultats montent sans cependant atteindre le niveau obtenu par Wang. Il est à noter que, même lorsque la rotation suivant l'axe faible est bloquée à l'appui et que le comportement est donc essentiellement 2D, les résultats de Wang sont également les plus élevés.

On remarque enfin que, pour SAFIR par exemple, si le fait de libérer la rotation suivant l'axe faible fait chuter la charge critique à froid de 15 %, la chute de température critique est de 19 %. Cette tendance à une plus grande sensibilité au déversement à chaud qu'à froid est présente pour les 5 programmes. Il faudrait bien entendu confirmer cette tendance à d'autres niveaux de température et d'autres niveaux de charge avant de pouvoir tirer des conclusions définitives. Il convient cependant de tenir compte de la remarque formulée au paragraphe précédent à propos de l'influence défavorable qui pourrait s'ajouter à cause de la température plus élevée au bord des semelles. Il paraît ainsi un peu optimiste d'admettre, comme le fait l'Eurocode 3, les mêmes formules de déversement en cas d'incendie [EC-32] qu'à température ordinaire [EC-31]. Des études complémentaires sur le sujet mériteraient à tout le moins d'être entreprises.

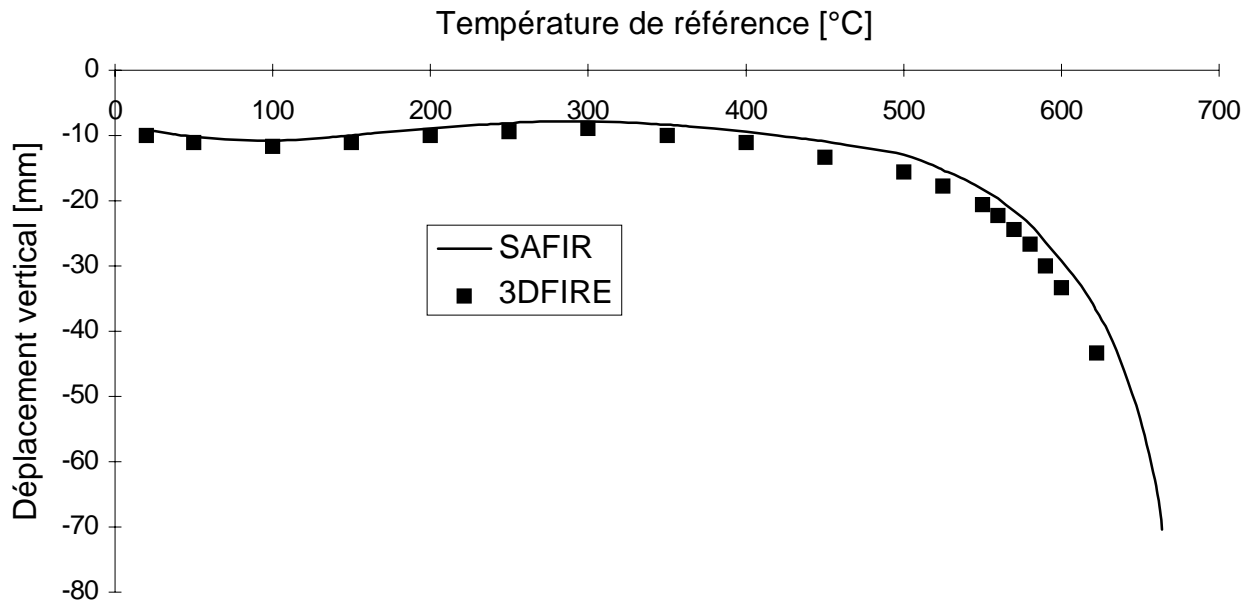
#### 6.2.4.3 Sous-structure de Cardington

Dans le cadre de la série de tests à effectuer sur le grand bâtiment de Cardington, nous avons été amené à modéliser le comportement 3D d'une sous-structure composée d'une des poutres principales à 3 travées ainsi que des colonnes et des poutres secondaires adjacentes, figure 6.17. La figure 6.18 montre l'évolution du déplacement vertical au milieu de la poutre principale calculé par le programme SAFIR et par le programme 3DFIRE écrit par Najjar à l'Université de Sheffield. L'allure des 2 courbes obtenues est très semblable. La ductilité numérique de SAFIR lui permet d'atteindre une température de ruine de 40°C plus élevée que celle de 3D FIRE.



**Fig. 6.17 : Sous structure analysée**





**Fig. 6.18 : Evolution d'un déplacement vertical.**

Cet exemple est assez complexe en ce qui concerne la géométrie, le nombre de sections droites différentes, le nombre de profils de température adoptés dans les sections, le chargement et les conditions d'appui. En tant qu'exercice de validation, il n'est cependant pas très sévère. En effet, le but de ce calcul était de déterminer quel degré d'effet "grillage de poutre" allait se développer, les poutres secondaires reprenant une partie de plus en plus importante de la charge au fur et à mesure de l'élévation des températures dans le portique principal. Etant donné la symétrie de la géométrie et du chargement, à cause de conditions aux appuis assez souples et suite à l'absence d'imperfections géométriques initiales, le comportement 3D est en fait presque inexistant dans cette sous-structure. Le cadre central est chargé et se déforme dans son plan. Chaque poutre secondaire en fait de même avec cependant un déplacement latéral de corps rigide, créé par la dilatation thermique de la poutre principale. Le seul effet de couplage entre le cadre principal et les poutres secondaires réside dans les réactions verticales transmises du portique aux poutres et dont la valeur varie au cours du temps. La sous-structure 3D pourrait donc parfaitement être analysée à l'aide d'un programme 2D, en tournant simplement les poutres secondaires de 90 degrés pour les ramener dans le plan du cadre principal, sans se préoccuper du fait que certains éléments s'interpénétreraient dans la discrétisation. L'exemple présente malgré tout de l'intérêt, car il faut qu'un certain nombre de sous-routines soient correctement implantées pour obtenir un résultat correct. Il s'agit aussi d'une des premières structures 3D en grandeur réelle à être testée et pour laquelle la modélisation numérique a été utilisée au niveau de l'élaboration du programme d'essai. Il faut signaler que, contrairement à ce qui avait été prévu par la plupart des spécialistes, les poutres secondaires n'apportent aucun appui au cadre central mais au contraire conduisent à un surcroît de charge sur le portique. Tout d'abord, la dilatation thermique dans les colonnes provoque un déplacement vers le haut de la poutre principale, déplacement auquel les poutres secondaires s'opposent, ce qui a pour effet d'accroître la charge sur le portique. De plus, des gradients thermiques existent sur l'épaisseur des poutres secondaires sur une longueur de 2 m de part et d'autre de la poutre centrale, ce qui correspond

---

à la largeur du four à construire sur place. La flexion ainsi engendrée dans les poutres secondaires a également tendance à surcharger le cadre. Ces effets peuvent aisément s'expliquer une fois qu'on les a observés ; ils peuvent même paraître évidents. L'expérience montre cependant que, lorsque les températures s'élèvent, il n'est pas rare que le bon sens et des raisonnements simples appliqués a priori conduisent à des déductions tout à fait opposées à ce que les faits montreront par la suite. Le présent exemple est, à ce titre, une illustration de l'intérêt que présente la modélisation numérique.

### 6.3 CONCLUSION

Grâce au soin avec lequel le champ de déformation a été élaboré, l'élément fini poutre possède de remarquables qualités dans la manière dont il traite les grands déplacements. La discrétisation de la section droite par un réseau de fibres triangulaires et quadrangulaires offre une grande liberté et permet l'analyse de poutres de sections très variées. Elle convient particulièrement bien pour la prise en compte de poutres formées de plusieurs matériaux et des champs thermiques non uniformes qui, de manière générale, s'établissent sur la section des poutres soumises au feu.

Dans les comparaisons menées avec des résultats expérimentaux avec d'autres programmes numériques, ou avec des solutions théoriques, on a toujours obtenu d'excellents résultats.



# Chapitre 7

## ELEMENT COQUE

### 7.1 INTRODUCTION

Une coque est un solide dont une des dimensions, l'épaisseur, est petite par rapport aux autres dimensions géométriques. En toute généralité, la surface qui, avec l'épaisseur, définit la coque peut être courbe. La coque est soumise à des effets flexionnels et à des effets membranaires.

L'utilisation principale d'un élément fini de type coque dans l'étude des bâtiments soumis à l'incendie est la représentation des dalles de plancher en béton armé, dans le but d'arriver à une représentation du bâtiment plus complète que celle obtenue par la seule prise en compte du squelette.

L'élément de coque peut aussi éventuellement trouver une application dans la représentation de murs ou de voiles, mais ce point sera discuté au chapitre suivant où il trouve mieux sa place.

Dans leur configuration initiale, les dalles sont définies par une surface plane et, en service, elles sont essentiellement chargées perpendiculairement à leur plan. Elles sont donc surtout le siège d'efforts flexionnels, de sorte qu'on les représente habituellement par des éléments de type plaque.

Dès que la température s'élève, cependant, la situation change et la sollicitation n'est plus aussi simple. Si l'incendie est localisé en un endroit particulier sous la dalle, les parties environnantes créent un effet de bridage qui tend à s'opposer à la dilatation thermique de la partie soumise au feu. Des efforts membranaires apparaissent. Aux instants qui précèdent la ruine due à l'incendie, une dalle peut présenter des flèches très importantes, de l'ordre du trentième de la portée et même plus. Ces déplacements créent bien sûr des effets membranaires très importants, à un point tel que certains, suite aux essais sur le grand cadre

de Cardington, proposent de ne considérer que le mode de résistance membranaire dans les dalles. C'est peut-être possible à la ruine, mais la prise en compte des effets flexionnels est évidemment nécessaire pour la modélisation pas-à-pas du comportement de la structure.

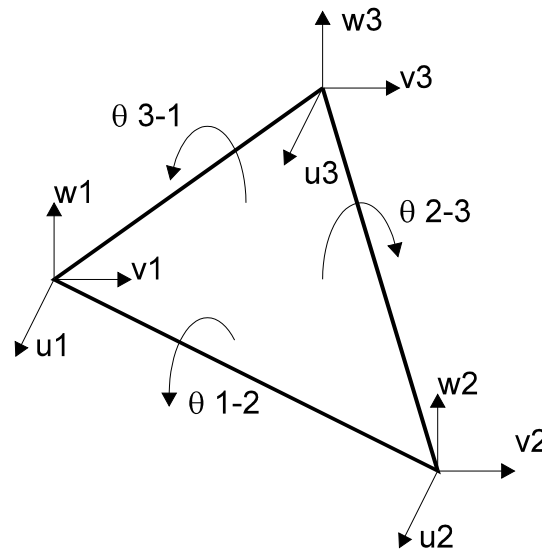
Ceci explique pourquoi c'est un élément de coque, et non de plaque, qui est nécessaire pour représenter les dalles soumises à l'action d'un incendie.

Suivant l'ordre de grandeur de l'épaisseur par rapport aux autres dimensions, on qualifie les coques de minces ou d'épaisses. Ce qualificatif ne concerne pas seulement la caractéristique géométrique mais reflète aussi le rôle particulier des déformations dites de cisaillement transversal. Il est généralement admis que les points alignés sur un segment de droite qui, à l'état initial, est perpendiculaire au feuillet moyen restent sur un même segment de droite lorsque la coque se déforme. C'est l'hypothèse des sections droites. En toute généralité, ce segment ne reste pas nécessairement perpendiculaire au feuillet moyen déformé, ce qui induit un cisaillement transversal. Si on en tient compte, on est dans le cadre des théories de Naghdi et Reissner, celles des coques épaisses. Si, par contre, on néglige la rotation relative entre le segment et le feuillet moyen, on est dans le cadre plus restrictif des théories de Kirchhoff, celles des coques minces. Comme le nom de la théorie des coques épaisses le laisse entendre, les déformations de cisaillement transversal sont surtout influentes dans les coques où l'épaisseur est relativement importante par rapport aux autres dimensions ce qui, dans les dalles de bâtiment, n'est presque jamais le cas. En plus, comme on l'a déjà fait remarquer pour les poutres, la dégradation progressive du matériau à partir de la face chauffée fait que, au cours du développement de l'incendie, l'épaisseur effective de la coque diminue sans cesse, de sorte que le comportement de type coque mince va en s'accroissant. Un solide qui présenterait encore, à la ruine, une épaisseur effective telle que les déformations de cisaillement doivent être prises en compte serait probablement tellement épais avant l'incendie qu'il vaudrait mieux l'analyser à l'aide d'éléments volumiques. Comme on n'envisage pas l'étude de panneaux sandwichs et composites, et comme le but du programme de calcul n'est pas non plus l'analyse sous sollicitations dynamiques, on opte donc pour le cadre des théories de Kirchhoff, celles des coques minces.

## 7.2 CHOIX ET FORMULATION

Dès le départ, on attache une importance particulière au choix d'un élément à faible nombre de noeuds et de degrés de liberté, pour des raisons pratiques et d'efficacité, surtout si on envisage la résolution de problèmes non linéaires, voir [MA86] par exemple. On choisit l'utilisation d'éléments triangulaires afin d'éviter l'influence plus importante du blocage en membrane observée dans les éléments à 4 noeuds lorsque les noeuds ne sont pas dans un même plan [BA92], ce qui est le cas pour tous les éléments de la structure lorsqu'elle présente de grands déplacements. On s'oriente ainsi vers des éléments plans triangulaires définis par les trois noeuds sommets. Une coque de forme quelconque peut toujours être représentée par un ensemble de facettes planes triangulaires. Les solutions obtenues avec les éléments plats convergent vers les solutions théoriques du milieu continu lorsque le nombre d'éléments augmente.

L'élément le plus simple répondant aux critères précédents est celui où les déplacements membranaires sont linéaires, définis par deux déplacements de chacun des trois noeuds sommets, et où les déplacements transversaux varient aussi de manière linéaire avec les deux coordonnées principales. Ces déplacements transversaux sont définis par 3 rotations comptées chacune au milieu de chacun des côtés, et par les déplacements transversaux des 3 sommets, voir figure 7.1.

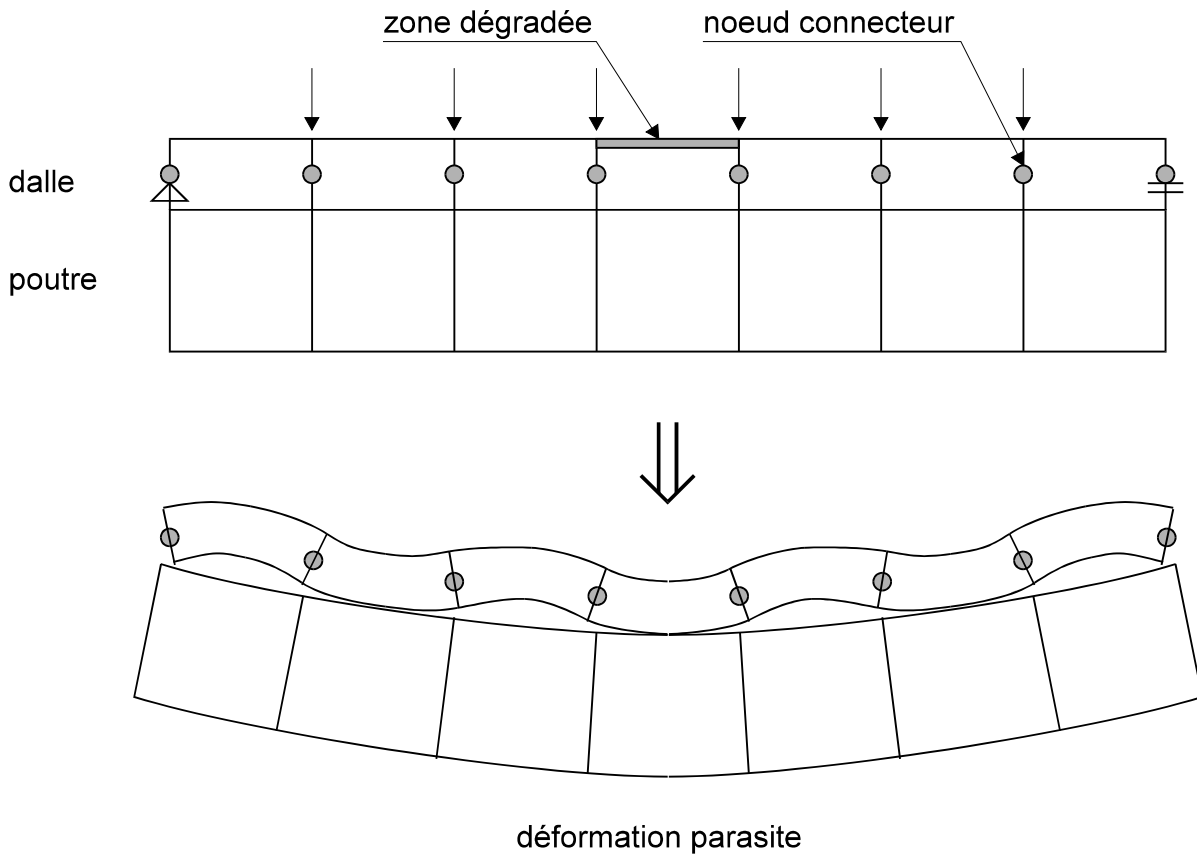


**Fig. 7.1 : Élément CS-CC-T**

Peng et Crisfield, par exemple, ont développé un élément de ce type en petites déformations et grands déplacements sur base d'une description corrotationnelle [PE92]. La composante membranaire est appelée CST, *Constant Strain Triangle*, ce qui exprime que les déformations membranaires sont constantes sur toute la surface de l'élément. Dans cet élément, les déformations flexionnelles sont également constantes sur toute la surface de l'élément de sorte qu'on pourrait parler de CCT, *Constant Curvature Triangle*. L'avantage de cette double propriété est que l'intégration sur l'épaisseur de l'élément ne doit se faire qu'en un seul point de la surface, l'intégration sur la surface étant directement obtenue en multipliant les propriétés locales par la surface de l'élément.

Cet élément ne convient cependant pas si on veut l'intégrer dans le programme SAFIR et l'utiliser conjointement avec l'élément "poutre" pour représenter, par exemple, un plancher formé d'une série de poutrelles métalliques parallèles sur lesquelles on a coulé une dalle en béton collaborante. La dalle est représentée par les éléments de coque tandis que les poutrelles sont représentées par des éléments de type "poutre-raidisser", voir figure 7.2. En cours de chargement, ou en cours d'incendie, lorsque les éléments coque commencent à se dégrader à travers leur épaisseur, leur rigidité flexionnelle s'en trouve affectée. Or, les degrés de liberté liés à la rotation au milieu des côtés,  $\theta_{i-j}$  sur la figure 7.1, ne sont pas liés aux noeuds communs entre les coques et les poutres. Il apparaît donc, en plus de la flexion d'ensemble, une flexion parasite de chacune des deux composantes pour son propre

compte, la dalle en béton d'une part, les poutres en acier d'autre part. La figure 7.2 montre de manière schématique la flexion parasitaire qui peut apparaître dans la dalle.



**Fig. 7.2 : Déformation parasitaire en cas de connection incomplète**

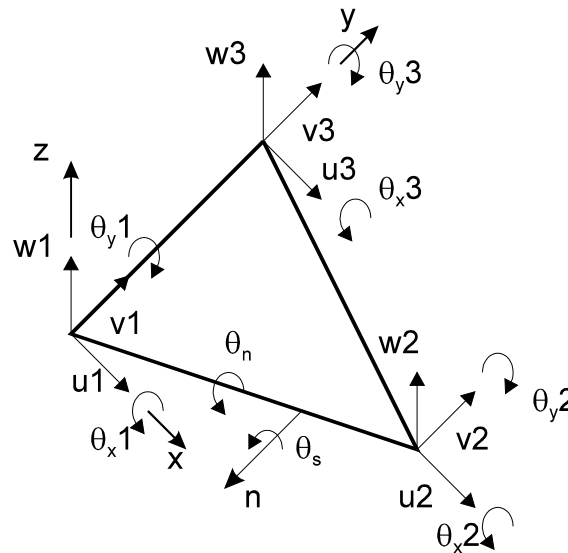
Il est donc nécessaire de choisir un élément de coque où le comportement flexionnel est décrit par les mêmes degrés de liberté que dans l'élément poutre, c'est-à-dire le déplacement transversal et les deux rotations coplanaires à chacun des 3 noeuds sommets. La figure 7.3 montre ce type d'élément avec ses degrés de liberté exprimés dans les axes locaux. Pour le repère local, on a fait le choix d'une normale différente pour chaque élément fini et d'un axe  $z$  perpendiculaire au plan des 3 noeuds sommets.

Un élément de ce type pourrait être dénommé CS-DKT-15 car l'extension membranaire du feuillet moyen est basée sur le modèle du *Constant Strain Triangle* en état plan de contrainte, tandis que la partie flexionnelle provient du modèle *Discrete Kirchhoff Triangle*. Le nombre 15 indique le nombre de degrés de liberté de l'élément. On utilise les termes *Discrete Kirschhoff* pour rappeler que, dans ce type d'élément, les hypothèses de Kirschhoff sont introduites sous forme particulière sur le contour, ce qui est nécessaire si on veut se limiter à un nombre restreint de degrés de liberté. Ici, l'hypothèse de Kirchhoff est introduite sur le contour de l'élément sous la forme suivante :

$$\int_i^j \gamma_{sz} ds = 0 \quad (7.1)$$

avec  $i$  et  $j$  deux sommets successifs,  
 $s$  coordonnée le long d'un côté et  
 $z$  axe local perpendiculaire au plan des 3 sommets.

Cette relation est le point de départ de développements qui vont permettre d'exprimer la composante non linéaire de la rotation  $\theta_s$  en fonction des inconnues nodales [BA90b] (voir figure 7.3 pour la définition de  $\theta_s$  sur le côté 1-2). En procédant de la sorte, on obtient une rotation  $\theta_s$  qui varie de manière quadratique d'un noeud à l'autre sur chaque côté, alors que la rotation  $\theta_n$  varie linéairement. On peut montrer que la continuité  $C^0$  de  $\theta_x$  et  $\theta_y$  est maintenue après l'introduction des relations de Kirchhoff sous forme discrète, du moins pour des éléments coplanaires subissant de petits déplacements.



**Fig. 7.3 : Element CS-DKT-15**

L'élément développé sur les bases exposées ci-dessus n'est toujours pas satisfaisant si on veut l'utiliser en combinaison avec l'élément fini poutre du programme SAFIR. Le problème du comportement flexionnel parasite schématisé par la figure 7.2 a été résolu par le choix des mêmes degrés de liberté aux sommets des triangles et aux extrémités des poutres. Il reste cependant à résoudre le problème de l'incompatibilité du comportement membranaire. Comme on l'a vu au paragraphe 6.1.1, le déplacement longitudinal au niveau de la ligne des noeuds varie de manière quadratique d'une extrémité à l'autre de la poutre. Dans l'élément de coque, par contre, le déplacement longitudinal, provenant du CST, varie linéairement d'un noeud à l'autre. Les deux déplacements ne sont pas compatibles. En régime élastique, cela ne pose pas de problème et la solution numérique converge vers la solution exacte. Les problèmes apparaissent en cas de plastification importante des éléments poutre. Si un élément



poutre est complètement plastifié, alors la raideur liée à la composante non linéaire du déplacement longitudinal est nulle, c'est-à-dire que les termes de la matrice de rigidité liés au noeud central de l'élément poutre sont nuls et le calcul s'arrête.

Dans les structures courantes calculées à température ordinaire, cet effet n'est pas toujours gênant car la plastification complète des poutrelles précède de très peu, ou coïncide avec la plastification de l'ensemble de la poutre mixte. Le phénomène signalé peut poser des problèmes en cas de redistribution importante des moments sollicitants, dans une structure hyperstatique. Dans les structures mixtes soumises à l'incendie, le problème présente beaucoup plus d'acuité et peut être observé même dans des poutres simplement appuyées. La première raison en est que, en cas d'incendie, la température s'élève beaucoup plus rapidement dans les poutrelles métalliques que dans la dalle et la participation relative de celle-ci à la raideur de l'ensemble augmente au cours du temps. Par ce fait, on peut observer des plastifications importantes dans les poutrelles alors qu'il reste encore une raideur non négligeable dans la dalle. Une autre raison vient des grands déplacements qui accompagnent la ruine des éléments soumis au feu. Les efforts membranaires que ces déplacements engendrent sont aussi de nature à accélérer l'apparition du phénomène.

Pour résoudre le problème, on enrichit le champ de déplacement membranaire de l'élément coque en ajoutant au CST trois degrés de liberté supplémentaires portant chacun la composante quadratique du déplacement longitudinal le long d'un côté. On lie ainsi le champ membranaire de la coque à l'allongement axial de la poutre. On utilise le champ de déplacement discrétisé suivant, exprimé ici en coordonnées paramétriques.

$$\left. \begin{aligned} u_o &= N_i u_i + P_k C_{(k)} u_k \\ v_o &= N_i v_i + P_k S_{(k)} u_k \end{aligned} \right\} \quad i = 1 \text{ à } 3, \quad k = 4 \text{ à } 6 \quad (7.2)$$

$$\text{avec} \quad \begin{aligned} N_1 &= \lambda = 1 - \xi - \eta & P_4 &= 4 \xi \lambda \\ N_2 &= \xi & P_5 &= 4 \xi \eta \\ N_3 &= \eta & P_6 &= 4 \eta \lambda \end{aligned} \quad (7.3)$$

et

$$\begin{aligned} C_{(k)} &= x_{ji} / L_k & S_{(k)} &= y_{ji} / L_k \\ y_{ji} &= y_j - y_i & x_{ji} &= x_j - x_i \\ L_k &= (x_{ji}^2 + y_{ji}^2)^{1/2} \end{aligned} \quad (7.4)$$

Dans ces relations,  $u_1$  à  $u_3$  et  $v_1$  à  $v_3$  sont les déplacements nodaux des trois noeuds sommets, classiques pour le CST, et  $u_4$  à  $u_6$  représentent la composante quadratique du déplacement le long des trois côtés, voir figure 7.4. L'indice  $k$  des cosinus et

sinus directeurs des côtés a été placé entre parenthèse,  $C_{(k)}$  et  $S_{(k)}$ , pour indiquer qu'il n'y a pas lieu d'en tenir compte dans la sommation d'Einstein.

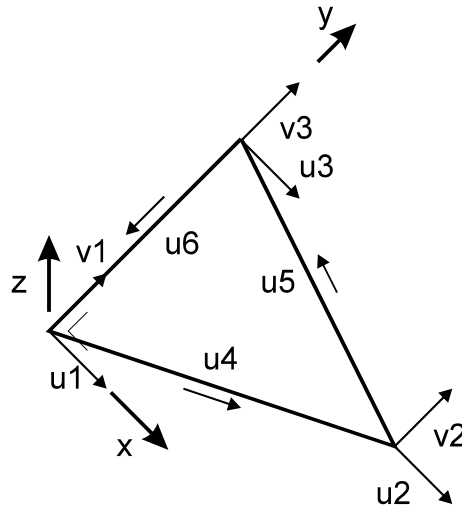


Fig. 7.4 : Element CST<sup>+</sup>

A propos des nouveaux D.D.L membranaires, on note que, au niveau de l'élément,  $u_4 > 0$  du noeud 1 vers le noeud 2,  $u_5 > 0$  du noeud 2 au noeud 3, et  $u_6 > 0$  du noeud 3 au noeud 1. Au niveau de la structure, par contre, après assemblage, il y a lieu de définir une convention commune et on choisit  $u_4, u_5, u_6 > 0$  de  $i$  à  $j$ , avec  $i$  et  $j$  les numéros globaux des noeuds sommets tels que  $i < j$ .

Les fonctions d'interpolation  $N_i$  et  $P_k$  sont celles qui assuraient les continuités  $C^0$  des rotations. Elles assurent aussi la continuité  $C^0$  du champ de déplacement membranaire. Le long de chaque côté de l'élément, on constate ainsi une similitude entre les déplacements flexionnels et membranaires qui est exprimée, par exemple, par le tableau 7.1 pour le côté 1-2.

	Flexionnel	Membranaire
Produit des $\sigma_s$	$\theta_s$ quadratique	$u$ quadratique
Produit des $\sigma_n$	$\theta_n$ linéaire	$v$ linéaire

Tableau 7-1 : Similitude flexionnel-membranaire

L'intégration numérique des rigidités et des contraintes s'effectue sur la surface en 1, 3 ou 4 points de Hammer. Pour l'intégrale sur l'épaisseur, on procède numériquement par la méthode de Gauss. Ceci permet, pour une même précision, l'utilisation de moins de points sur l'épaisseur que si on utilisait une intégration par la méthode des rectangles, comme pour l'élément poutre, par exemple. La nécessité d'utiliser un grand nombre de couches en cas d'intégration par la méthode des rectangles a été expliquée au § 6.1.3.1. L'épaisseur est uniforme sur la surface de l'élément. On admet un champ de température uniaxial dans l'élément, c'est-à-dire que les isothermes sont parallèles aux faces de l'élément. La distribution des températures à travers l'épaisseur est calculée à l'aide des éléments linéaires décrits au chapitre 4. Une procédure d'interpolation permet de trouver la température à chacun des points de Gauss qui existent sur l'épaisseur de la coque, à partir des températures nodales des éléments thermiques linéaires.

Dans la représentation des dalles de bâtiment, la plupart des noeuds ne sont alimentés en rigidité que par des éléments qui, à l'état initial, sont coplanaires. Après assemblage, les D.D.L. relatifs à la rotation autour d'une normale à la dalle ne sont pas alimentés en raideur, ce qui rend le calcul impossible. Pour contourner le problème, on introduit dans la matrice de rigidité des termes de rigidité fictive liant les moments et les rotations coplanaires. La matrice contenant ces termes supplémentaires est la suivante :

$$\underline{\underline{K}}_{\theta z} = \alpha H_m(3,3) \begin{bmatrix} y_{32}^2 + x_{32}^2 & -y_{32} y_3 - x_3 x_{32} & y_{32} y_2 + x_{32} x_2 \\ & y_3^2 + x_3^2 & -y_3 y_2 - x_3 x_2 \\ \text{Sym} & & y_2^2 + x_2^2 \end{bmatrix} \quad (7.5)$$

$$\text{avec } H_m(3,3) = \int_V D_{ep}(3,3) \, dV \quad (7.6)$$

où  $\alpha$  précision définie par l'utilisateur, de l'ordre de  $10^{-3}$  par exemple,  
 $D_{ep}(3,3)$  composante de la matrice constitutive élasto plastique liée au cisaillement et  
 $V$  volume de l'élément.

La matrice explicitement détaillée dans l'expression 7.5 a été proposée par Batoz et Dhatt [BA92]. Comme ordre de grandeur de la raideur de l'élément, ces auteurs utilisent une raideur flexionnelle divisée par la surface de l'élément. Nous avons préféré utiliser une rigidité membranaire, éq. 7.6. En élastique, cette rigidité est proportionnelle au produit du module de cisaillement  $G$  par l'épaisseur  $t$ , deux grandeurs qui paraissent mieux définir la raideur de la rotation coplanaire que sa raideur flexionnelle. En cas de plasticité et de températures élevées, on doit réaliser une intégration sur le volume, comme indiqué par l'équation 7.6.

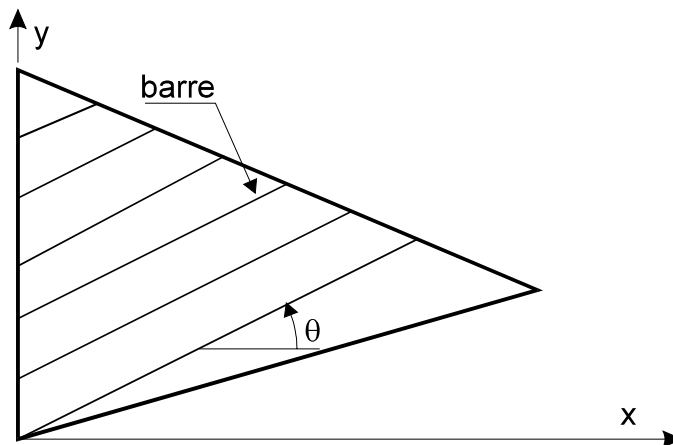
La stabilité des dalles en béton armé ne peut être assurée que par la présence d'armatures dont il faut tenir compte. On ne prend pas en compte la présence de chaque barre

individuellement, mais on les groupe par réseaux de barres. Un réseau de barres est un ensemble de barres parallèles situées au même niveau dans la dalle. Une dalle armée par un treillis supérieur et un treillis inférieur comporte ainsi 4 réseaux de barres. Chaque réseau est représenté, en plus du niveau, par la direction des barres dans le repaire local de l'élément et par la section d'acier par unité de largeur. Les barres d'un réseau sont ainsi "tartiniées" sur la largeur de l'élément. Dans l'état actuel du programme SAFIR, les barres doivent être parallèles à l'un des axes globaux de la structure, ce qui est le cas dans la plupart des bâtiments.

Les barres sont le siège de contraintes uniaxiales. Aucune contrainte  $n_y$  est induite par des allongements dans le sens perpendiculaire à la barre ni par le cisaillement (on néglige l'effet goujon). Les allongements  $\varepsilon_x$  et  $\varepsilon_y$  calculés dans les axes locaux de l'élément produisent dans chaque barre un allongement uniaxial défini par l'expression suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_x C + \varepsilon_y S \quad (7.7)$$

avec  $C = \cos \theta$   
et  $S = \sin \theta$



**Fig. 7.5 : Barres dans une dalle en béton**

Connaissant la température dans l'élément coque au niveau du réseau de barre, cet allongement permet, grâce à la relation contrainte-déformation uniaxiale, le calcul de la contrainte uniaxiale  $\sigma$  et du module tangent  $E_t$  liant  $d\sigma$  à  $d\varepsilon$ . La contrainte  $\sigma$  se décompose dans les axes locaux de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma C \\ \sigma_y &= \sigma S \end{aligned} \quad (7.8)$$

Finalement, l'effet des barres sur l'élément s'écrit à l'aide des relations matricielles 7.9, pour les contraintes, et 7.10, pour la raideur.

$$\underline{\sigma} = \sigma \underline{\underline{R}}_b \underline{\varepsilon} \quad (7.9)$$

$$d\underline{\sigma} = E_t \underline{\underline{R}}_b d\underline{\varepsilon} \quad (7.10)$$

avec  $\underline{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}$        $\underline{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix}$

et

$$\underline{\underline{R}}_b = \begin{bmatrix} C^2 & CS & 0 \\ CS & S^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (7.11)$$

Les relations 7.9 et 7.10 sont intégrées sur le volume et contribuent à la matrice de rigidité et aux forces internes énergétiquement équivalentes dans l'élément.

## 7.3 VALIDATION

### 7.3.1 Cas élastique en grands déplacements à 20°C

On traite ici le cas d'une coque cylindrique surbaissée défini par Sabir et Lock [SA72]. La coque est simplement appuyée sur les deux côtés droits et libre sur les deux côtés circulaires, voir figure 7.6. En fait, la coque est beaucoup plus surbaissée que ne le laisse croire la figure car, pour une portée de 507.15 mm, le surbaissement en clé n'est que de 7.14 mm. La voûte est soumise à une charge concentrée  $P$  en son centre.

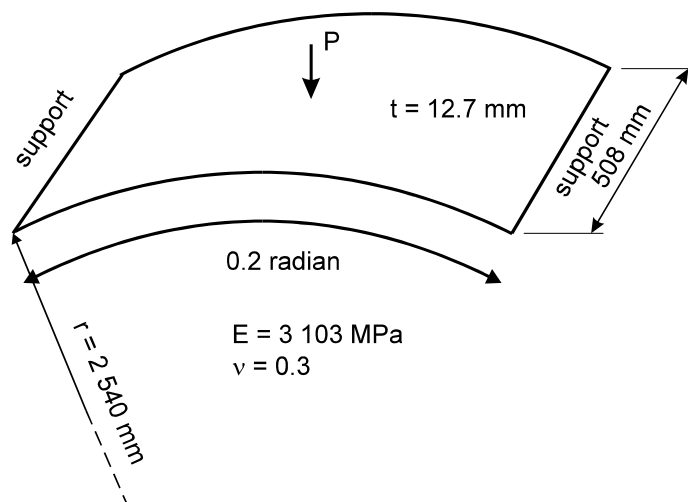
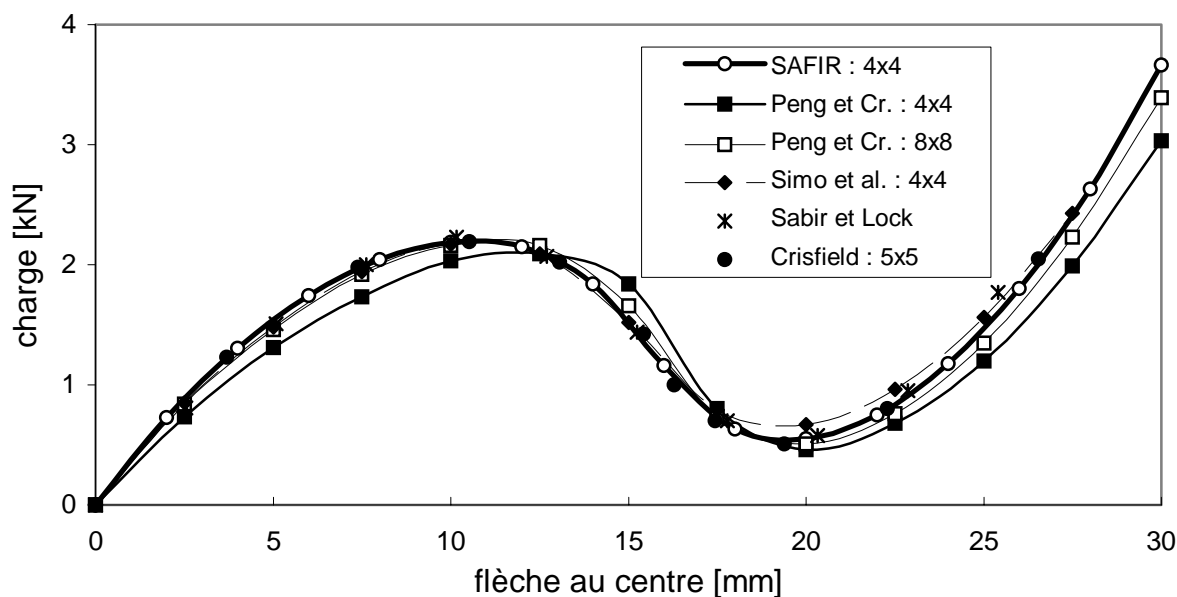


Fig. 7.6 : Voûte cylindrique surbaissée



**Fig. 7.7 : Résultat de différents calculs**

La solution donnée par le programme SAFIR est comparée avec la solution de Sabir et Lock, celle de Crisfield [CR81], celle de Simo et al. [SI90] et, enfin, celle de Peng et Crisfield [PE92]. On constate sur la figure 7.7 que l'ensemble des solutions se chevauchent, sauf celles de Peng et Crisfield qui s'écartent un peu. L'écart se marque dès le départ lorsque le quart de la coque est représenté par 4 x 4 mailles, c'est-à-dire par 32 éléments triangulaires. Avec un maillage de 8 x 8, les résultats de Peng et Crisfield se rapprochent des autres, sauf pour les très grandes flèches. Il faut en effet remarquer que la flèche de 30 mm. portée sur la figure est importante pour le problème considéré car elle équivaut à 4 fois le surbaissement de la voûte. La figure 7.8 montre la structure déformée lorsque la flèche vaut 30 mm. Sur cette figure les déplacements ne sont pas amplifiés. Dans un cas pratique, la charge de ruine serait de l'ordre de 2 kN pour une flèche de 12 mm. Le comportement de la voûte après le claquage de la voûte n'a d'intérêt que du point de vue numérique.

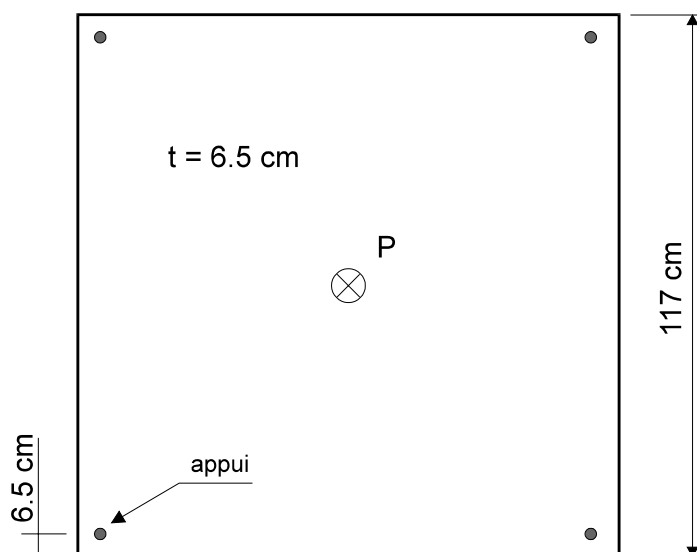
Les résultats du programme SAFIR obtenus avec un maillage de 4 x 4 pour un quart de la structure correspondent très bien aux résultats des autres programmes. La courbe a été obtenue par déplacement imposé avec un pas de 2 mm. La courbe obtenue avec un maillage de 8 x 8 est pratiquement la même que la courbe obtenue avec le maillage de 4 x 4 et elle n'a pas été représentée sur la figure.

**Fig. 7.8 : Structure déformée**

En examinant la formulation des divers éléments utilisés, il semble que les moins bonnes performances de l'élément de Peng et Crisfield ne soit pas dues au champ membranaire, *Constant Strain Triangle*, mais plutôt à la raideur du champ flexionnel, *Constant Strain Curvature*.

### 7.3.2 Dalle en béton à 20°C

L'exemple est celui d'une dalle testée par Duddeck et al. [DU78]. Il s'agit d'une dalle carrée posée sur 4 appuis de coin et soumise à une charge concentrée en son centre, voir figure 7.9.

**Fig. 7.9 : Dalle chargée à température ambiante**

La dalle est armée de deux treillis situés à 0.9 cm de chacune des faces. La quantité d'armatures est de 1.93 cm<sup>2</sup>/m dans chaque sens pour le treillis supérieur et de 3.97 cm<sup>2</sup>/m dans chaque sens pour le treillis inférieur. La limite élastique de l'acier est de 60 kN/cm<sup>2</sup>, alors que le béton possède une résistance en compression de 4.3 kN/cm<sup>2</sup> et une résistance en traction de 0.3 kN/cm<sup>2</sup>.

Cet exemple a été analysé par Wang [WA93] qui, assez curieusement, adopte une valeur nulle pour le coefficient de Poisson. Dans l'analyse menée avec le code SAFIR, on a opté pour la valeur de 0.2. Le maillage utilisé pour représenter un quart de la plaque comporte 8 x 8 mailles rectangulaires de 2 éléments triangulaires chacune. De ces mailles, 7 x 7 se situent entre les appuis ponctuels.

La figure 7.10 montre l'évolution de la flèche en fonction de la charge telle qu'on l'a relevée en laboratoire, et telle qu'elle a été calculée à Liège et à Garston. On remarque que le comportement est remarquablement bien décrit par les deux programmes numériques, avec une bonne représentation des deux dégradations successives de la rigidité provoquées d'abord par la fissuration du béton, puis par la plastification des armatures tendues en face inférieure dans la partie centrale. Des deux phénomènes, c'est la fissuration du béton qui est le plus sévère pour la simulation. La flèche maximale calculée par le programme SAFIR est d'environ un trentième de la portée. Le fait d'utiliser une surface de rupture de Von Mises au lieu d'une surface de Drucker-Prager pour le béton en compression-compression n'a guère d'influence sur le résultat, malgré l'état de compression biaxiale dans lequel se trouve le béton sous la charge et sur les 4 appuis. L'armaturage est tel, notamment avec la présence d'armatures en zone comprimée, que le comportement de la dalle à la rupture est presque exclusivement dicté par le comportement des armatures.

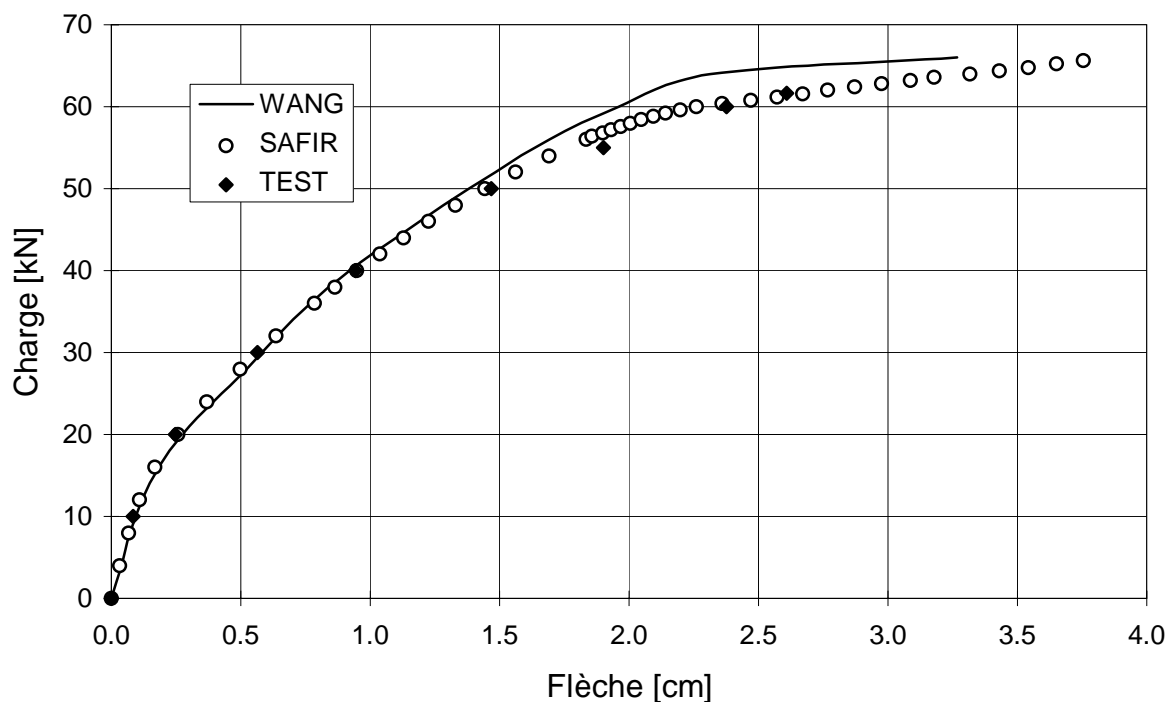
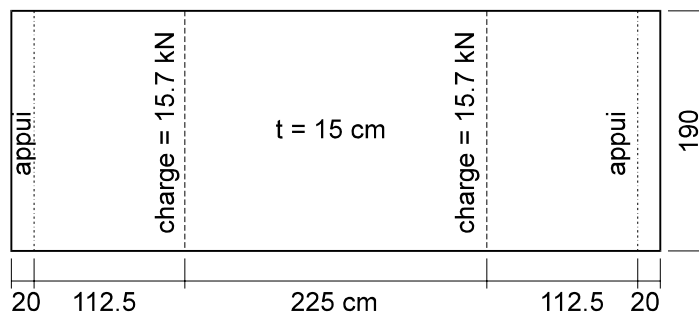


Fig. 7.10 : Comportement de la dalle carrée



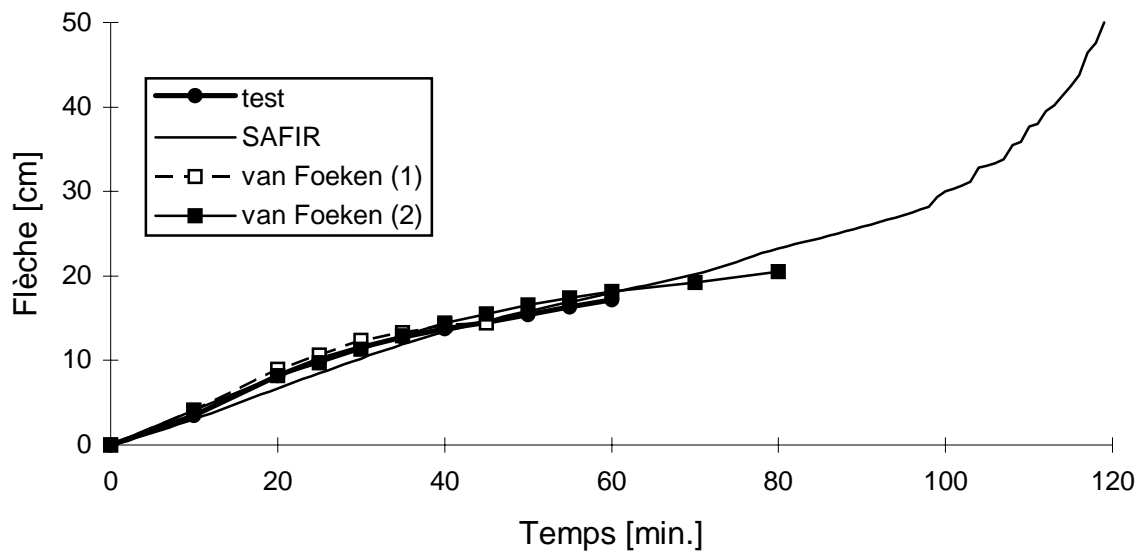
### 7.3.3 Dalle en béton soumise au feu

La majorité des résultats expérimentaux portant prétendument sur des dalles soumises au feu décrivent en réalité des essais menés sur des poutres dalles, c'est-à-dire des structures où une des dimensions, l'épaisseur, est effectivement plus petite que les deux autres, d'où l'appellation dalle, mais où une des deux dimensions dans le plan de la dalle est beaucoup plus grande que l'autre, ce qui crée un sens de portée préférentiel, d'où l'appellation poutre. Dans un rapport de recherche du T.N.O. [VA85], van Foeken mentionne un essai en vraie grandeur effectué à Gand sur une dalle en béton armé [MI--b]. Les dimensions de la dalle, indiquées à la figure 7.11, donnent un rapport de 2.4 entre la portée et la largeur de la dalle. A température ordinaire, il s'agit encore d'une poutre-dalle plutôt que d'une vraie dalle. En cas d'incendie, la sollicitation thermique appliquée par la face inférieure crée des gradients sur l'épaisseur de la dalle qui tendent à générer une déformée sphérique. La condition de déplacement vertical nul sur les deux lignes d'appui crée donc un état de flexion biaxial très marqué et l'exemple convient assez bien pour vérifier la capacité de l'élément à reproduire le comportement des dalles soumises à l'incendie. On constate, par exemple, que le résultat du calcul se modifie si l'on change la quantité d'armatures transversales.



**Fig. 7.11 : Dalle soumise à la courbe ISO**

La dalle est armée d'un treillis comportant  $7.03 \text{ cm}^2$  d'acier par mètre dans chaque sens et disposé à 3.5 cm de la face inférieure. Par symétrie, un quart de la dalle a été représenté par un maillage de  $8 \times 8$  parties rectangulaires. Les 20 cm en porte-à-faux n'ont pas été pris en compte. Les températures ont été calculées sur base d'une division de l'épaisseur de la dalle en 15 éléments de 1 cm. chacun. L'intégration des contraintes et des raideurs sur l'épaisseur de la dalle utilise 9 points d'intégration de Gauss.



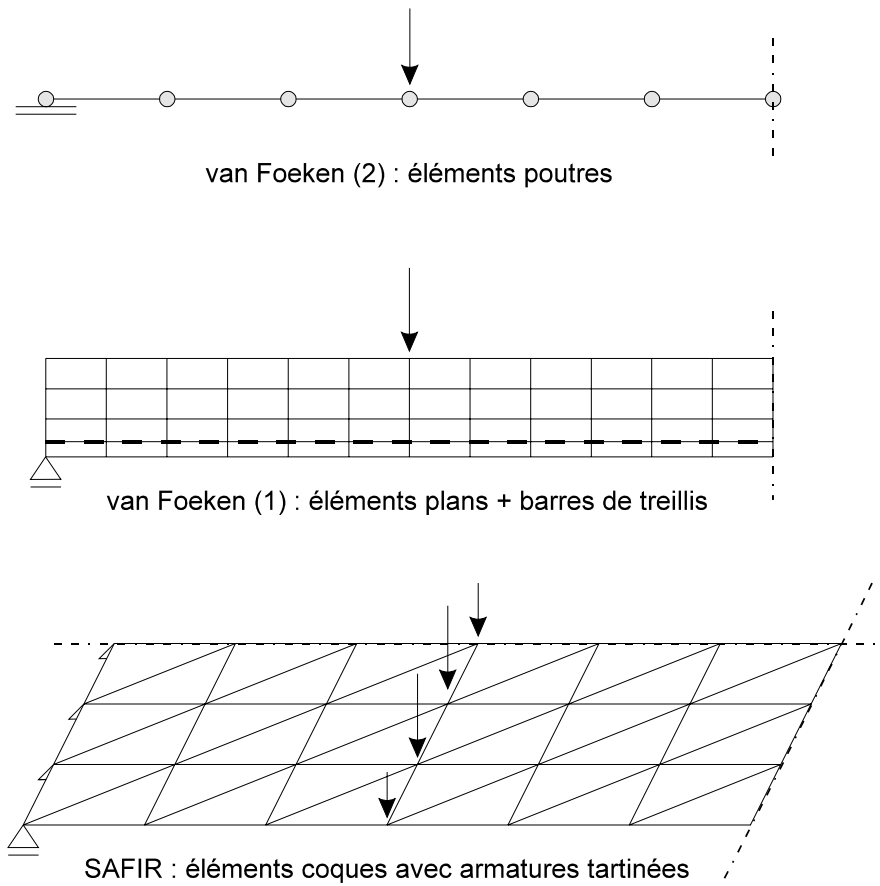
**Fig. 7.12 : Comportement de la dalle soumise au feu**

La figure 7.12 montre l'évolution de la flèche au cours du temps.

- On remarque que l'essai a été arrêté après 60 minutes, parce que la flèche approchait le trentième de la portée, alors que la courbe ne montre pas encore d'accélération de la déformée.
- La simulation (1) a été menée par van Foeken à l'aide d'éléments verticaux en état plan de contrainte. Il utilise des éléments rectangulaires quadratiques pour représenter le béton; 4 éléments sur l'épaisseur de la dalle et 34 éléments pour une demi portée. Le treillis d'armatures est représenté par 34 éléments barres de treillis connectés aux éléments plans. Pour réduire les instabilités numériques, les 2 éléments situés près de l'appui sont artificiellement maintenus en régime élastique. La surface de rupture utilisée pour le béton est celle de Drucker-Prager avec un angle de friction de  $30^\circ$ , mais le comportement est élastique - parfaitement plastique. Le processus d'itération mené avec des pas de temps de 30 secondes devient instable après 40 à 45 minutes et il n'est pas possible de résoudre le problème par une réduction du pas de temps.
- La simulation (2) menée par van Foeken montre que le même essai mené avec des éléments de type poutre s'est poursuivi jusqu'à 80 minutes sans instabilité numérique. Il est en effet beaucoup plus facile de contrôler les ouvertures et reffermetures de fissures causées par les gradients thermiques transitoires avec une loi constitutive uniaxiale qu'avec une loi biaxiale. Lorsque le calcul s'arrête, après 80 minutes, on n'a pas encore observé d'accélération de la flèche. Le caractère soudain de la ruine est probablement dû au caractère élastique - parfaitement plastique des lois de comportement.
- Avec le programme SAFIR, la surface de rupture est peut-être un peu simplifiée, puisqu'on utilise une surface de Von Mises, mais l'écroutissement est beaucoup mieux décrit, ce qui permet de poursuivre le calcul jusqu'à 120 minutes et de faire apparaître l'accélération progressive de la déformée. A la ruine, la flèche de 50 cm représente plus d'un dixième de la portée. Le caractère de la courbe en forme de marches d'escalier lors de l'accélération de la flèche vers 100 à 110 minutes indique probablement que la discrétisation est un peu trop

grossière, soit sur la surface (nombre d'éléments de type coque), soit sur l'épaisseur (nombre de points d'intégration).

La figure 7.13 montre de manière schématique les trois discrétisations adoptées pour les calculs dont les résultats forment la figure 7.12.



**Fig. 7.13 : Discrétisations adoptées**

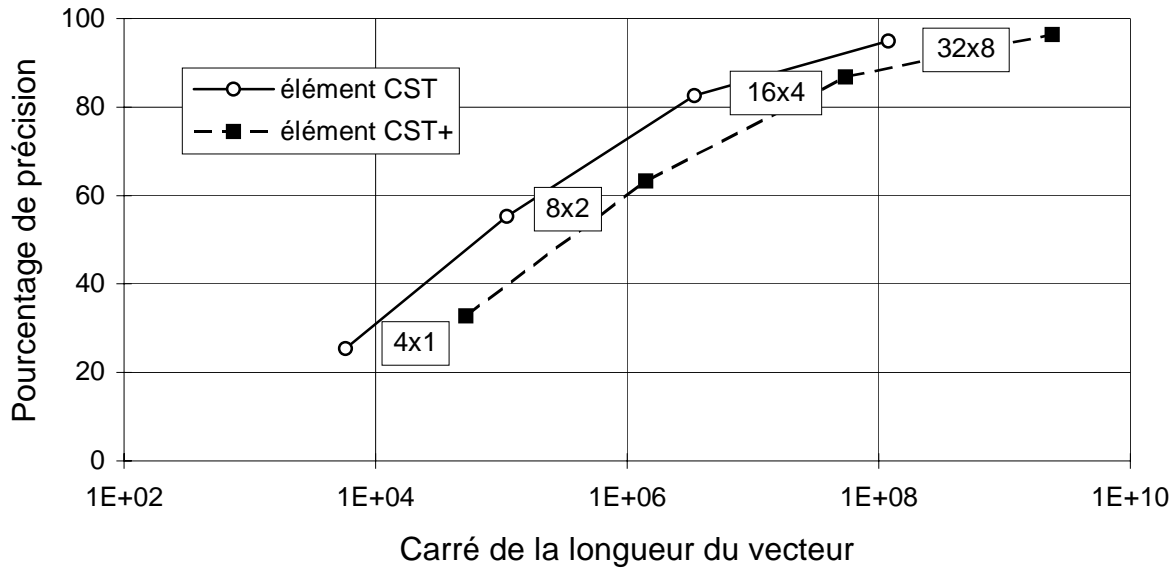
## 7.4 COMPORTEMENT EN FLEXION MEMBRANAIRE

Les deux mots "flexion" et "membranaire" sont, en principe, antinomiques. L'expression "flexion membranaire" se rapporte au cas où des contraintes dans le plan d'une plaque ou d'une coque produisent des moments de flexion, non pas lorsqu'on les intègre sur l'épaisseur de la plaque, mais bien sur la largeur de cette plaque. C'est le cas, par exemple, dans l'âme d'un profilé laminé qui est fléchi suivant son axe fort. Les contraintes sont uniformes sur l'épaisseur de l'âme et ne créent donc aucune flexion au sens de la théorie des plaques. Par contre, si on les intègre sur la hauteur, depuis la semelle inférieure jusqu'à la semelle supérieure, elles donnent bien un moment de flexion.

L'élément triangulaire à trois noeuds, le CST, convient très mal pour représenter cet état où la déformation varie de manière linéaire à cause, évidemment, du fait que son champ de déformation membranaire est constant sur toute la surface. Pour représenter ce type d'état de déformation, il convient de passer, soit à un triangle avec champ de déplacement quadratique, soit à un quadrilatère.

Le champ de déplacement membranaire de l'élément décrit ci-dessus est basé sur le champ linéaire du CST, mais il a été enrichi de trois degrés de liberté supplémentaires : la composante quadratique du déplacement  $s$  le long de chaque côté, dans la direction qui va d'un noeud à l'autre. La richesse du champ de déplacement se situe donc entre celle de l'élément CST et celle du triangle quadratique. Par la suite, on utilisera la notation  $CST^+$  pour faire référence au champ membranaire de l'élément de coque utilisé dans le programme SAFIR. Afin de voir l'influence de l'enrichissement apporté sur le comportement en flexion membranaire, Catherine Doneux a étudié une poutre encastree libre constituée d'une plaque de 480 mm. de long et de 120 mm. de hauteur disposée sur sa tranche. Le matériau élastique possède un module de Young de  $300.000N/mm^2$  et un coefficient de Poisson de 0.3. On représente cette poutre à l'aide de 4 discrétisations différentes de  $4 \times 1$ ,  $8 \times 2$ ,  $16 \times 4$  et finalement,  $32 \times 8$  mailles carrées, le premier chiffre donnant à chaque fois le nombre de mailles sur la longueur et le second se rapportant au nombre de mailles sur la hauteur de la poutre. On compare le déplacement calculé numériquement lorsque la poutre est soumise à une charge d'extrémité avec la valeur théorique de ce déplacement. Chaque calcul est effectué deux fois, d'abord avec le champ de l'élément  $CST^+$ , puis avec le champ de l'élément CST, obtenu en bloquant les 3 D.D.L. ajoutés.

La figure 7.14 porte en ordonnée le rapport, multiplié par 100, entre la flèche calculée numériquement et la solution théorique. Comme les éléments sont trop raides, ce quotient est une image de la précision, de la qualité du résultat. On constate effectivement un léger assouplissement de la structure lorsque, pour une même discrétisation, on passe du champ CST au champ  $CST^+$ . Fondamentalement, toutefois, la convergence conserve la même caractéristique ; elle est très lente. Même avec un maillage de  $32 \times 8$ , c'est-à-dire 512 éléments  $CST^+$ , on n'obtient encore que 96 % de la flèche théorique.



**Fig. 7.14 : Convergence de CST et CST<sup>+</sup>**

La légère amélioration coûte évidemment parce que, avec le même maillage, on utilise plus de noeuds, donc plus de D.D.L., avec les éléments CST<sup>+</sup> qu'avec les éléments CST. L'axe horizontal de la figure est une image du coût du calcul. Il porte le nombre, élevé au carré, des éléments qui sont nécessaires pour stocker la matrice de rigidité dans le vecteur utilisé par la technique d'adressage de la *skyline*. Cette grandeur est proportionnelle au temps de calcul nécessaire pour la résolution du système. On s'aperçoit ainsi que le prix à payer augmente plus rapidement que le bénéfice obtenu. La courbe correspondant aux CST<sup>+</sup> est située sous la courbe des CST. On remarque donc que l'enrichissement apporté au champ membranaire n'apporte en rien une solution au mauvais comportement de l'élément CST en flexion membranaire. On peut d'ailleurs s'en convaincre assez facilement en observant la forme du champ de déplacement, puisque les bords de l'élément restent rectilignes.

Par ce fait, l'élément de coque mis en oeuvre ici n'a pas le caractère général de certains éléments plus performants qui peuvent être utilisés indifféremment pour des situations où la flexion perpendiculaire est prépondérante et pour des situations où c'est la flexion membranaire qui prévaut. La limitation discutée dans ce paragraphe n'est pas très gênante pour la modélisation des dalles de bâtiment, mais il importe de bien la garder à l'esprit pour le cas où on serait tenté de modéliser des structures d'un autre type.

Si cela s'avérait nécessaire, il ne serait pas très pratique de passer au triangle quadratique traditionnel pour des raisons de compatibilité avec l'élément de poutre. On en viendrait probablement à considérer un champ membranaire basé sur un degré de rotation à chaque noeud sommet, ce qui serait parfait pour la compatibilité avec l'élément poutre. Dans la discrétisation d'une structure 3D, ce degré de liberté est directement disponible car il est naturel de faire porter à chaque noeud 3 rotations et 3 déplacements. En utilisant ce D.D.L. dans l'élément de coque, on éliminerait aussi le problème de la rotation dans les éléments coplanaires.

Des éléments coques utilisant ce degré de rotation ont été proposés par plusieurs auteurs. Pourtant, le recours à ce D.D.L. pour assouplir le comportement du CST présente des inconvénients et a été beaucoup décrié [IR80]. Bergan a proposé d'éviter certains des inconvénients connus en revenant, pour la rotation par rapport à la normale au plan, à la définition de la mécanique des milieux continus :

$$\theta_z = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (7.12)$$

avec  $\theta_z$  rotation coplanaire,  
 $x, y$  coordonnées du plan et  
 $u, v$  déplacements dans le plan.

L'élément construit sur base de cette définition et de la formulation classique de l'équilibre écrit en terme d'énergie potentielle est beaucoup plus souple que l'élément CST [BE85]. Pour des maillages très fins, il ne converge cependant pas vers la solution exacte mais vers des solutions qui sont, dans les exemples montrés par Bergan, trop souples de quelques pourcents. Il est possible d'obtenir une convergence quadratique vers la solution exacte en écrivant l'équilibre dans une formulation libre où on fixe comme condition de départ, lors de l'écriture de l'élément, que celui-ci doit passer de manière satisfaisante les *patch test* de mode rigide et de déformation constante [BE84].

La prise en compte de ce D.D.L. en rotation n'a pas été programmée dans le code SAFIR, car elle ne s'est pas révélée nécessaire dans le type de structures envisagées jusqu'ici.

## 7.5 CONCLUSION

L'élément de coque utilisé est basé sur une composante membranaire de type CST et une composante flexionnelle de type DKT. Le champ membranaire a été enrichi de 3 D.D.L. supplémentaires pour assurer une bonne compatibilité avec l'élément de poutre utilisé dans le programme SAFIR et notamment son noeud intermédiaire. Cet élément reproduit correctement des cas test avec comportement élastique et grands déplacements. Il convient également pour la représentation de dalles en béton armé à température ambiante ou en condition d'incendie. Pour ce type de structures, les armatures sont prises en compte de manière tartinée.

La surigidité bien connue de l'élément en cas de sollicitation de type flexion membranaire ne lui donne pas un caractère d'applicabilité générale. Quelques pistes ont été discutées pour l'amélioration de ce comportement. Il est cependant probable que les prochains travaux porteront d'abord sur des perfectionnements à apporter à la loi constitutive du béton, plus susceptibles d'améliorer la qualité des résultats et la robustesse de la convergence que la

formulation de l'élément lui-même à condition, bien entendu, de se limiter à l'étude de cas où la flexion membranaire n'est pas le mode de transmission naturel des efforts.

# Chapitre 8

## ELEMENTS SOLIDES

### 8.1 INTRODUCTION

Même si le code SAFIR est loin de présenter un caractère aussi général que les grands produits commerciaux ou outils de recherche les plus connus, on a suivi, dans l'agencement des chapitres précédents, l'ordre qu'on pourrait trouver dans la bibliothèque d'éléments d'un grand nombre de programmes d'éléments finis. Le chapitre 6 était consacré à l'élément barre de treillis, c'est-à-dire le plus simple parmi les éléments qui sont orientés dans une seule direction privilégiée. Le chapitre 7 était consacré à un élément beaucoup plus complexe, même s'il reste dans le cadre des éléments orientés dans une seule direction : l'élément poutre. Enfin, le chapitre 8 traitait des éléments coques, orientés suivant deux directions principales. La suite logique est donc d'aborder dans le présent chapitre le cas des éléments non orientés, c'est-à-dire ceux qui s'étendent de la même manière dans les trois directions de l'espace. Pour d'évidentes raisons liées à cet aspect géométrique, on parle d'éléments de type solide, même si, pour le cas particulier des problèmes plans, il n'y a que deux directions privilégiées s'étendant toutes deux dans le plan en question. Dans ce cas, les éléments plans sont également non-orientés, et c'est pourquoi ils trouvent naturellement leur place dans ce chapitre.

Les éléments de type solide sont, en réalité, beaucoup plus simples à formuler que les éléments orientés, parce qu'ils sont basés sur des degrés de liberté de type translation et ne nécessitent pas toutes les hypothèses qu'il faut poser sur les rotations pour définir les éléments orientés. C'est pourquoi ils sont présents dans pratiquement tous les programmes éléments finis traitant des problèmes à température ambiante.

Dans le programme SAFIR traitant des structures en situation d'incendie, l'élément de type solide n'est quasiment pas utilisé, en tout cas pour résoudre l'aspect des problèmes qui concerne les équilibres statiques. A notre connaissance, il en est de même pour les autres programmes spécialisés dans le calcul des structures soumises à l'incendie. Les grands



programmes commerciaux sont, théoriquement, capables de tout faire, et plus encore. L'expérience a cependant montré que, si ces codes de calcul peuvent traiter aussi bien les problèmes thermiques que les non linéarités géométriques ou matérielles, ils ne sont en général pas conçus pour traiter de manière intégrée des problèmes où des températures variables et des matériaux au comportement non linéaire interviennent simultanément. Les publications qui paraissent à l'heure actuelle concernant l'applicabilité de ces codes de calcul en cas d'incendie sont toujours au stade de la preuve à apporter d'un fonctionnement correct. Les problèmes réels que ces programmes ont permis de résoudre sont extrêmement rares.

Il a néanmoins paru utile de consacrer un chapitre à la question, pour expliquer les raisons qui vont à l'encontre de l'utilisation des éléments de type solide, pour dire ce qu'on peut raisonnablement espérer dans un future prévisible, et pour signaler les quelques occasions où ces éléments ont malgré tout connu un début d'application.

## 8.2 ELEMENTS SOLIDES 3D

Lorsqu'on indiquait, au paragraphe précédent, que les éléments solide sont d'utilisation restreinte, on a bien précisé que c'était vrai pour les calculs traitant les équations d'équilibre statique. En ce qui concerne les aspects liés aux problèmes thermiques, l'élément solide diffusif est évidemment abondamment utilisé. Comme le traitement du problème thermique a été discuté en détail au chapitre 4, il n'y a pas lieu de revenir ici sur les questions liées au type d'élément utilisé.

Concernant les questions liées à l'équilibre de la structure, une des raisons principales qui limitent fortement l'utilisation de l'élément solide a déjà été évoquée au chapitre 3 ; elle a trait aux lois constitutives. Ce n'est pas tant la formulation des lois constitutives qui pose problème. Par certains égards la formulation est plus simple en cas de sollicitation triaxiale que dans le cas restreint d'un état plan. C'est surtout au niveau de l'identification expérimentale des paramètres des lois que se pose le problème essentiel.

L'examen de la littérature devrait permettre d'apporter certaines réponses en ce qui concerne l'acier, car les pièces à caractère tridimensionnel soumises à des températures élevées ne sont pas rares dans des applications de type mécanique. On doit cependant garder à l'esprit que les aciers utilisés pour ces pièces mécaniques travaillant à température élevée sont très différents des aciers de construction ordinaire, mais aussi le fait que l'échelle de temps est souvent très différente. Il n'y a aucune commune mesure entre la durée de fonctionnement des aubes d'une turbine et la durée d'un incendie. De plus, les cas où il est nécessaire d'étudier la répartition des contraintes et la transmission des efforts en tenant compte de l'aspect tridimensionnel sont assez rare dans les bâtiments.

En ce qui concerne le béton, les résultats expérimentaux sont encore à établir pour des sollicitations triaxiales et des températures représentatives de ce qui se produit en cas d'incendie. Les informations provenant des recherches liées à la sécurité des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires sont difficilement exploitables. En service, les températures sont de loin inférieures à celles qui sont induites par un incendie. En cas d'accident, l'échelle de temps est encore fort différente, de l'ordre de plusieurs dizaines d'heures au moins, voir [KI93] par exemple. De plus, les épaisseurs des parois en question, de

l'ordre de deux mètres, et la présence, dans certains cas, d'une peau d'étanchéité intérieure métallique, le *liner*, donnent à presque tout le matériau de la structure un caractère confiné vis-à-vis des échanges hydriques. Le comportement du matériau est tout différent de celui qu'il aurait dans une structure de bâtiment où les épaisseurs caractéristiques sont de l'ordre du décimètre, ce qui permet au matériau d'avoir des échanges avec l'air ambiant pendant toute sa durée de vie précédant l'incendie et, surtout, durant l'incendie. Les recommandations les plus récentes de la RILEM sur les méthodes d'essais à température élevée marquent d'ailleurs très clairement la distinction entre deux manières de procéder, *sealed* ou *unsealed*, suivant qu'on cherche à caractériser l'un ou l'autre des deux comportements [RI97].

On a expliqué que certaines approximations avaient été introduites lors de la modélisation du béton en état plan de contrainte à haute température. On a, par exemple, utilisé le critère d'écoulement de Von Mises plutôt que celui de Drucker-Prager. Pour l'état plan de contrainte, on dispose de certains résultats d'essais expérimentaux qui permettent d'apprécier le degré d'approximation. En état triaxial, par contre, il n'est pas possible d'estimer le degré d'exactitude d'un critère de rupture pour lequel on opterait, puisqu'on ne dispose d'aucun résultat d'essai. D'après les connaissances acquises sur le comportement du béton à température ambiante, il est fort probable que la surface de *Von Mises* ne conviennent plus du tout pour représenter le comportement triaxial du béton à température élevée. En effet, l'incompressibilité des déformations plastiques associées à cette surface est en totale contradiction avec le comportement expérimental où on remarque que le cisaillement admissible avant rupture augmente avec la contrainte hydrostatique. L'une des surfaces les plus employées pour représenter le comportement triaxial du béton à 20°C est celle du modèle proposé initialement par Willam et Warnke [WI74], et quelque peu reformulé par Chen [CH88]. Ce modèle est caractérisé par 5 paramètres dont 2 sont accessibles par des essais uniaxiaux, la résistance à la traction  $f_t$  et la résistance à la compression  $f_c$ , 1 est accessible par un essai biaxial, la résistance en compression-compression  $f_{bc}$ , et les deux derniers nécessitent des essais triaxiaux pour caractériser le confinement. Ces essais triaxiaux doivent être réalisés pour deux valeurs différentes de l'angle de Lode afin de caractériser la non symétrie de la surface par rapport à l'axe hydrostatique. Dans nombre de publications, on donne à ces deux derniers paramètres des valeurs qui paraissent arbitraires. Elles sont en tout cas rarement justifiées, si ce n'est par la force de l'habitude, la référence à des publications antérieures ou, dans le meilleur des cas, à quelques essais anciens.

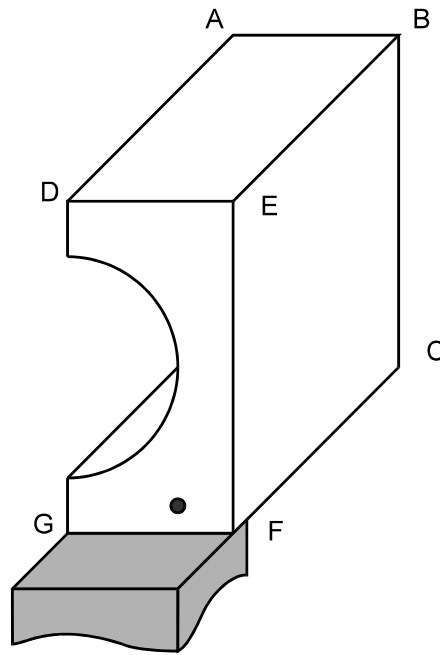
Tout calcul d'une structure soumise à des températures élevées qui serait basé sur un modèle où le comportement triaxial serait extrapolé à partir des seuls essais biaxiaux, en utilisant une surface de Drucker-Prager, serait pure spéculation.

Connaissant les difficultés importantes, le temps nécessaire et le coût des essais uniaxiaux à haute température, considérant les difficultés énormes rencontrées par Ehm pour réaliser ses essais biaxiaux, on peut imaginer les problèmes à résoudre avant d'obtenir des résultats d'essais triaxiaux auxquels on puisse accorder une certaine confiance.

Même en se limitant à des lois constitutives très simples, une autre difficulté apparaît, liée au nombre de degrés de liberté de la structure à étudier. Si on compare une structure plane comptant  $N$  noeuds dans chaque direction à une structure tridimensionnelle comptant aussi  $N$  noeuds dans chaque direction, on constate que le nombre de D.D.L. de la structure

passé de  $2 N^2$ , pour la première à  $3 N^3$ , pour la seconde. Si le temps de calcul est proportionnel au carré du nombre de D.D.L., le rapport des temps nécessaires est de  $9 N^6 / 4 N^4 = 2.25 N^2$ . Cette valeur ne tient pas compte de l'augmentation de la largeur de bande créée par le passage à la troisième dimension. Pour une petite structure ne comptant qu'une vingtaine de noeuds dans chaque direction, le temps de calcul est multiplié par 1000. Bien entendu, ce rapport existe aussi pour des structures qui sont analysées de manière élastique à température ambiante mais, en cas d'incendie, la résolution du problème est menée par un processus pas-à-pas avec itérations d'équilibre à chaque pas. Il n'est pas rare, pour des problèmes courants, de devoir résoudre environ 200 fois le système d'équations pour simuler une heure d'exposition à l'incendie. Considérant 10 minutes comme ordre de grandeur du temps de calcul nécessaire pour résoudre un problème 2D, on arrive en multipliant par 1000, à une semaine pour un problème 3D !

Or, ce nombre de 20 éléments dans chaque direction est un minimum en-dessous duquel il n'est plus de structure analysable. L'exemple de la colonne en béton armé circulaire présenté au paragraphe 4.4 est une exception. En se limitant au cas d'une charge parfaitement centrée et en ne prenant pas le flambement en compte, on a pu profiter de la symétrie longitudinale, en plus de la symétrie circonférencielle. En réalité, la partie de la structure étudiée ne constitue pas vraiment un corps 3D mais s'apparente plus à un état plan de déformation. A Zurich, Borgogno a tenté d'étudier le comportement local d'un hourdis précontraint alvéolé près de son appui. Le nombre de 20 éléments sur l'épaisseur du hourdis paraît raisonnable. Longitudinalement, si on s'interdit, comme il convient, d'utiliser des éléments trop allongés, il faut probablement en compter le double pour s'écarter suffisamment de la zone perturbée. Transversalement, il existe plusieurs plans de symétrie verticaux passant, alternativement, au centre des âmes et au centre des alvéoles. Il semble qu'une vingtaine d'éléments puissent aussi convenir pour représenter la partie d'un hourdis qui va d'un plan alvéolaire à un plan d'âme voisin. Se pose alors la question des conditions aux limites. Si, sur la figure 8.1, l'arrête GF constitue l'appui, aucune condition de déplacement ne sera imposée à la face inférieure GFC, à la face supérieure ABDE, ni à l'extrémité libre du hourdis DEFG. Quelles conditions faut-il imposer à la face ABC où on a fait la coupure avec le reste du hourdis ? Peut-on y imposer la condition cinématique de Bernoulli et une répartition de contraintes de cisaillement parabolique sur la hauteur, en comptant sur le fait que cette face soit suffisamment éloignée de la zone d'intérêt, c'est-à-dire l'appui ? Il serait en tout cas assez coûteux d'étendre la discrétisation jusqu'au centre du hourdis, là où se trouve un plan de symétrie. Les conditions à imposer sur les faces latérales EBCF et GDA sont les plus importantes. Si on bloque totalement les déplacements horizontaux, on fait naître dans le hourdis un freinage énorme qui résulte de la dilatation empêchée. Quelques calculs simples montrent que, pratiquement, il n'existe jamais de structure environnante assez rigide pour assurer un tel bridage. Faut-il alors imposer une condition cinématique de type Bernoulli sur chacune des deux faces ? Ce faisant, on empêche l'apparition des déformations de cisaillement transversal qui, selon certaines hypothèses, pourraient jouer un rôle dans le mode de rupture de cette zone d'appui. Pour y avoir accès, il faudrait idéalement représenter la moitié de la largeur de toute la dalle, c'est-à-dire peut-être 3 mètres ou plus dans la direction de l'axe GF ! Y penser, c'est déjà y renoncer.



**Fig. 8.1 : Extrémité de hourdis alvéolé**

Cet exemple montre que, pour maintenir la taille du problème dans des limites acceptables, il est nécessaire de poser des hypothèses sur les conditions limites aux endroits où on a effectué des coupes. Comme ces hypothèses ont une influence directe sur les résultats, celui-ci peut varier du tout au tout en fonction des choix qui ont été posés et il est souvent difficile d'être sûr de la validité absolue des hypothèses admises.

Des deux raisons mentionnées pour expliquer les difficultés qui restent à résoudre pour envisager la modélisation volumique des structures soumises au feu, c'est celle ayant trait au manque de données expérimentales qui est la plus forte.

En effet, concernant la taille des problèmes et les temps du calcul, il est toujours possible de s'armer de patience et d'attendre, soit que les simulations se déroulent durant le nombre de jours nécessaires sur les ordinateurs actuels, soit que les fabricants mettent à notre disposition des machines au rapport performance/prix encore plus élevé. L'évolution dans ce sens ne s'est jamais interrompue depuis l'avènement de l'informatique et on n'en imagine pas encore la fin. De manière plus pratique, on pourrait aussi avoir recours à des techniques de résolutions spécifiquement adaptées aux gros systèmes d'équation, voire à des super-ordinateurs vectoriels. Quelles que soient les solutions que l'on pourrait adopter pour s'affranchir des temps et des coûts de calcul, la méconnaissance du comportement réel du béton en situation triaxiale aux températures élevées est absolument rédhibitoire. Si, à l'heure actuelle, aucune recherche n'a été entreprise pour répondre aux questions posées sur le comportement du béton, c'est probablement parce que la demande n'existe pas. De telles recherches constitueraient certainement un déficit sur le plan expérimental et la modélisation théorique poserait certainement des problèmes théoriques très difficiles, propres à attirer l'intérêt des scientifiques. Le coût de ces travaux, et le fait que leur finalité les apparente plus à de la recherche appliquée, rend très improbable la libération des fonds nécessaires de la part des seuls pouvoirs publics. Or, les intérêts privés qui devraient impérativement être associés à

ce type de recherche semblent estimer, probablement à raison, qu'il existe encore bon nombre de problèmes à résoudre en cas d'incendie, même dans le domaine du comportement des structures dites simple, avant de s'attaquer à celui-là. A quoi servirait de modéliser le comportement 3D d'une zone restreinte de la structure à l'heure où, par exemple, il n'existe pas encore de méthode vraiment satisfaisante pour le dimensionnement des colonnes en béton armé ?

Car, à supposer que les deux obstacles soient levés, aussi bien celui du comportement des matériaux que celui du temps de calcul, on n'entrevoit même pas la possibilité dans un avenir prévisible de calculer l'ensemble d'une structure ou d'une sous structure à l'aide d'éléments solides 3D. A tout dire, on n'en voit pas l'intérêt non plus. Ce genre de simulation sera toujours réservé à des travaux de recherche visant à mieux appréhender un mode de résistance ou de rupture local. Ce sont les éléments orientés qui resteront d'application pour les modélisations de structures à réaliser dans des cas concrets. Voilà peut-être aussi une des raisons pour lesquelles l'intérêt des constructeurs, au sens large, ne se porte pas sur la modélisation volumique.

Les considérations précédentes expliquent pourquoi l'élément solide 3D a surtout été développé dans le programme SAFIR en vue de réaliser des calculs thermiques et pourquoi, vraisemblablement, il en sera encore ainsi dans le futur.

### 8.3 ELEMENTS SOLIDES 2D

Comme pour les éléments 3D, les éléments plans non orientés sont abondamment utilisés pour les calculs thermiques. Cela a déjà été mentionné à plusieurs reprises et il n'est pas nécessaire d'y revenir ici.

A température ordinaire, une des utilisations possibles des éléments plans en état plan de contrainte est l'étude de la distribution des efforts dans les murs et les voiles cisailés, *shear walls*. En effet, si les murs sont chargés dans leur plan, ils sont essentiellement le siège d'efforts membranaires et le type d'élément en question s'impose naturellement.

En cas d'incendie, cependant, le mur n'est habituellement soumis à l'incendie que par un seul de ses côtés. Le matériau se dégradant plus rapidement du côté exposé que du côté non exposé, le centre de raideur effective se déplace au cours du temps à travers l'épaisseur du mur et des efforts flexionnels apparaissent inévitablement, ne serait-ce que sous l'effet du poids propre dont l'action ne coïncide plus avec le centre de raideur. Les déplacements transversaux ont aussi comme effet de compliquer les sollicitations. Ils naissent du fait de l'excentrement des charges mentionné ci-dessus, mais surtout à cause de la sollicitation thermique dissymétrique. A cause de ces effets flexionnels qui apparaissent inévitablement dans les murs et les voiles soumis à l'incendie, ce type de structure ne peut pas s'étudier à l'aide d'éléments plans, mais nécessite le recours aux éléments de type coque, objets du chapitre 8.

Les éléments non orientés à deux dimensions trouvent un champ d'application privilégié dans l'étude des structures en état plan de déformation.

Dans les bâtiments, on ne trouve guère d'éléments de structure qui obéissent à une symétrie axiale. A cause de l'effet du poids propre, qui est toujours significatif en génie civil, une telle situation ne peut exister que si l'axe de symétrie est dirigé dans le sens de la gravité, c'est-à-dire dans le sens vertical. On pourrait imaginer, par exemple, le cas d'une cheminée, mais traiter ce cas en axisymétrie impliquerait automatiquement que toutes les sollicitations soient symétriques par rapport à l'axe, aussi bien celles d'origine thermique que celles dues au vent. On se priverait ainsi de la possibilité d'analyser de nombreux cas qui sont certainement plus défavorables. Dans l'exemple de la colonne circulaire en béton traité au paragraphe 4.4, on aurait pu, en l'absence de barre d'acier longitudinale, aussi traiter le problème en axisymétrie. Etant donné le petit nombre de cas où cette situation risque de se présenter, il aurait été préférable de discrétiser un quart de la section que de programmer un élément axisymétrique. Pour n'étudier qu'un secteur de 30 degrés d'ouverture, on a préféré à l'époque programmer la possibilité de bloquer certains appuis dans des axes qui ne sont pas parallèles aux axes globaux de la structure. On a en effet jugé que cette possibilité serait plus utile dans le futur que celle de disposer d'éléments axisymétriques.

On pourrait imaginer qu'un état plan de déformation non axisymétrique se développe dans un tunnel routier comme c'est le cas à température ordinaire. En cas d'incendie, il est certain que des déplacements auront lieu dans le sens longitudinal, à cause des dilatations thermiques, et l'état plan de déformation en sera perturbé. Même si on acceptait l'hypothèse d'un bridage longitudinal parfait, ce sont les déformations totales qui présenteraient un état plan. Les déformations mécaniques, obtenues en retranchant les déformations thermiques, présenteraient donc aussi un comportement 3D à cause des différences de température entre les couches exposées à l'incendie et les couches plus éloignées.

Comme, de plus, l'état plan de déformation est de toute façon associé à un état de contraintes triaxial, les réserves formulées au paragraphe précédent sur les lois de matériau sont d'application ici aussi.

Parmi les articles traitant de la modélisation numérique du béton armé à température ordinaire, ceux qui proposent l'analyse d'une poutre comme exemple d'application font presque tous référence à un état plan de contraintes. Le béton est représenté par des éléments plan non orientés et les armatures sont représentées de manière discrète, soit par des éléments du même type très allongés, soit par des éléments barre de treillis connectés aux mêmes noeuds que les éléments plan. Cette idéalisation est tout-à-fait acceptable car pour les poutres chargées dans leur plan, les contraintes transversales sont effectivement très faibles.

Pour étudier le cas de poutres soumises à température élevée, certains ont réalisé des essais dans lequel des poutres de section rectangulaire étaient chauffées uniquement par la face supérieure [SA93]. Dans leur analyse thermique du problème par éléments finis, ils considèrent que les faces latérales sont adiabatiques et que le flux progresse de manière uniaxiale de la face supérieure vers la face inférieure [SU93]. Il leur est alors possible d'étudier la poutre à l'aide d'éléments en état plan de contrainte. Ce faisant, ils négligent les contraintes transversales qui apparaissent inévitablement à cause des dilatations thermiques différentes entre la partie supérieure de la poutre plus chaude et la partie inférieure, plus

froide. Ces contraintes ne peuvent s'annuler que si les dilatations thermiques varient linéairement sur la hauteur de la poutre, ce qui ne sera, en pratique, jamais le cas.

En pratique, on n'observe en fait jamais de situation comparable. Les poutres sont toujours soumises à l'action de l'incendie sur leurs faces latérales, aussi bien que sur la face inférieure. Le champ thermique est donc, au minimum, bidimensionnel. Si on voulait à tout prix étudier une poutre en béton armé soumise au feu à l'aide d'éléments en état plan de contrainte, il faudrait donc diviser la poutre en un nombre fini de tranches verticales d'une épaisseur d'environ 1 cm et coller, dans la discrétisation, plusieurs éléments l'un sur l'autre, chacun, avec sa propre température, appartenant à l'une des tranches.

L'effort à fournir ne serait pas négligeable et le résultat obtenu ne tiendrait quand même pas compte des contraintes transversales dues aux différences de température et de dilatation thermique entre différents points de la poutre. Comme, en plus, on aurait implicitement introduit l'hypothèse que les points situés sur une même droite à travers la largeur de la poutre subissent les mêmes déplacements, il n'est pas certain que le résultat obtenu présente plus de valeur ou soit plus précis que celui donné par un modèle poutre. A notre connaissance, ce type de discrétisation n'a jamais été tenté.

On peut noter que, pour la discrétisation (1) reprise à la figure 7.13, van Focken a aussi négligé les contraintes transversales, ce qui paraît encore plus discutable dans le cas d'une dalle que dans le cas d'une poutre.

La seule application des éléments plans non orientés dans le programme SAFIR, en plus des calculs thermiques déjà mentionnés, est relative au calcul de la rigidité torsionnelle et de la fonction de gauchissement dans les sections droites. Les propriétés ainsi calculées sont utilisées par l'élément poutre 3D.

On rappelle ici l'équation du principe des travaux virtuels déjà donnée au chapitre 2. Dans l'expression donnée ci-dessous, on a conservé le module de cisaillement  $G$  dans l'intégrale car, en toute généralité, il peut varier d'un point à l'autre de la section. C'est notamment le cas d'une section mixte comprenant à la fois de l'acier et du béton. Le principe des travaux virtuels s'écrit de la manière suivante :

$$\int_A G \{ \delta\omega, z (\omega, z + y) + \delta\omega, y (\omega, y - z) \} dA = 0 \quad (8.1)$$

avec  $A$  section droite considérée,  
 $G$  module de cisaillement,  
 $y, z$  coordonnées d'un point dans le plan de la section et  
 $\omega$  fonctionnement de gauchissement à déterminer.

La section droite est discrétisée à l'aide des éléments plans isoparamétriques linéaires à 3 ou 4 noeuds. On utilise bien entendu le même maillage que pour le calcul thermique. On calculera en effet une valeur moyenne de la fonction de gauchissement par élément, et on pourra affecter cette valeur à la fibre correspondante de l'élément poutre. Pour l'élément, on

connaîtra ainsi la valeur de la fonction de gauchissement et ses dérivées géométriques ainsi que l'évolution de la température en chacune des fibres.

On remarque que l'équation 8.1 ne fait pas apparaître de terme de charge comme c'est le cas lorsqu'on traite de l'équilibre statique d'un corps soumis à des charges extérieures ou de l'équilibre thermique d'un corps soumis à des flux. Ce n'est pas ici l'angle de torsion en fonction d'un moment donné que l'on cherche à déterminer directement, mais la forme de la fonction de gauchissement, dont on pourra déduire la raideur torsionnelle. Pour pouvoir résoudre le système d'équation résultant de l'équation 8.1, il faut imposer la valeur de la fonction de gauchissement en un point. Habituellement, on fixe la fonction à la valeur nulle sur le ou les axes de symétrie de la section.

La raideur torsionnelle de la section  $GC_t$  donnée par l'expression suivante, est obtenue également à partir du principe des travaux virtuels :

$$GC_t = \int_A G \left\{ (\omega, z + y)^2 + (\omega, y - z)^2 \right\} dA \quad (8.2)$$

Le principe des travaux virtuels est basé sur une inconnue de type cinématique, ici la fonction de gauchissement, et la valeur de la raideur torsionnelle obtenue est normalement une approximation par excès de la valeur exacte [BA90a]. En pratique, lors de comparaisons avec des exemples théoriques, on obtient parfois des approximations par excès, et parfois par défaut. Cela provient du fait que la raideur donnée par l'expression 8.2 est évaluée par une intégration numérique.

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

Pour les éléments métalliques à parois assez minces, comme les doubles tés, par exemple, il faut préférer les éléments à 4 noeuds plutôt que ceux à 3 noeuds car ceux-ci sont trop rigides. Il est par contre essentiel de représenter le congé de raccordement. C'est peut-être la seule imposition nouvelle due au calcul de la raideur torsionnelle. Aussi bien l'équilibre statique que le champ thermique sont en effet très peu modifiés par le fait de négliger le



congé. Ce n'est pas du tout vrai pour la raideur torsionnelle. Le congé peut être représenté de manière satisfaisante par un triangle de surface équivalente.

Pour illustrer le propos, on prend le cas d'une section HE200A dont la raideur torsionnelle calculée par de Ville est de  $20,4 \text{ cm}^4$  [DE88a]. On discrétise un quart de la section, par symétrie, de trois manières différentes. Avec 19 éléments triangulaires, y compris le congé, on obtient  $77,5 \text{ cm}^4$ , c'est-à-dire presque 4 fois la valeur exacte ! Avec 9 éléments rectangulaires, négligeant le congé, on obtient  $15,1 \text{ cm}^4$ , c'est-à-dire les  $\frac{3}{4}$  de la valeur exacte. En ajoutant un dixième élément triangulaire pour représenter le congé, on obtient, avec une discrétisation malgré tout très grossière,  $22,2 \text{ cm}^4$ , c'est-à-dire moins de 9 % en excès.

## 8.4 CONCLUSIONS

Des éléments non orientés conviennent particulièrement bien et sont utilisés pour le calcul des champs thermiques dans les structures ou pour le calcul de la raideur torsionnelle des poutres.

En ce qui concerne l'utilisation de ce type d'élément pour la détermination des positions d'équilibre successives, on se heurte actuellement à deux types de difficultés majeures qui sont le coût du calcul en l'état actuel du matériel informatique et, plus encore, le manque d'information expérimentale sur les lois constitutives, surtout pour le béton. Ces deux difficultés proviennent surtout du caractère tridimensionnel des éléments de structure et pourraient être beaucoup moins grandes si on se limitait à l'utilisation d'éléments plans. Malheureusement, ceux-ci sont mal adaptés à l'étude des structures soumises à l'incendie parce que le champ thermique non uniforme qui y règne perturbe la distribution des déformations et des contraintes.

# Chapitre 9

## CARACTERISTIQUES DU PROGRAMME DE CALCUL

L'ensemble des modèles décrits aux chapitres précédents ont été programmés dans un code de calcul numérique auquel on a donné le nom de SAFIR. Dans ce chapitre sont rassemblés les principales caractéristiques du programme et les techniques mises en oeuvre pour assurer son fonctionnement. Dans la mesure du possible, on explique les raisons de certains choix, les implications qui en résultent, et les changements qui pourraient ou devraient intervenir dans le futur.

A titre anecdotique, on signalera d'abord que le nom SAFIR n'est pas un acronyme, mais simplement un nom dans lequel on retrouve en anglais certains accents de *safe* et de *fire* et qui, en français comme en anglais, évoque le corindon de couleur bleu, le saphir.

Le programme est écrit en langage FORTRAN, de type 77. On n'a pas utilisé une version de type FORTRAN 90 car, à l'époque de l'écriture des premières lignes, le FORTRAN 90 était fort peu répandu. La rédaction avait d'abord été entreprise sur ordinateur PC compatible mais, après quelque temps, il est apparu qu'il n'était plus possible de poursuivre dans cette voie. Les problèmes rencontrés n'étaient pas le fait du matériel mais plutôt du manque de possibilité des compilateurs disponibles et, surtout, du manque total de fiabilité, aussi bien des compilateurs que du système d'exploitation, *l'Operating System*. Il est en outre apparu que les deux sociétés dont les produits en question portaient le nom avaient, pour l'une, une conception par trop étriquée de son business international et, pour l'autre, par trop tendance, en terme de communication, à fermer les portes. Le développement s'est donc poursuivi sur ordinateur de type VAX sous système d'exploitation VMS.

On s'est efforcé de n'utiliser que des instructions de base, acceptables par la majorité des compilateurs. La recherche de la date et quelques lignes menant à l'ouverture d'un fichier sont les seules instructions qu'il peut être nécessaire de modifier d'un système à l'autre. C'est

ce qui a permis la compilation presque immédiate du programme sur différentes machines utilisant un système d'exploitation UNIX et plus récemment, sur des ordinateurs PC compatibles fonctionnant sous Windows 95 ou Windows NT.

L'allocation dynamique de la mémoire, par exemple, qui est permise avec les compilateurs FORTRAN 90 constitue sans conteste un progrès important par rapport au FORTRAN 77. A l'heure actuelle, les avantages qu'on pourrait en retirer paraissent compenser l'investissement que constituerait l'adaptation du programme. D'autre part, l'évolution du matériel de type PC, et l'utilisation sur ces machines d'*Operating Systems* 32 bit les rendent de plus en plus performantes. Les compilateurs conçus pour ce type de machine ont atteint une maturité certaine en ce qui concerne la fiabilité et offrent une facilité d'utilisation que ne possèdent pas les compilateurs utilisés, par exemple, en VMS, notamment en phase de mise au point ou *debugging*. Il est donc probable que la stratégie de développement à moyen terme soit à nouveau revue dans l'optique du système d'exploitation Windows NT même si, de ce fait, on perd un peu de la portabilité. Les paragraphes suivants se rapportent à la situation actuelle.

Pour offrir un maximum de souplesse dans le type de problème analysable, on groupe toutes les matrices dont la taille dépend de chaque problème dans un seul vecteur et on utilise le fait que, en langage FORTRAN, le transfert des arguments vers les sousroutines se fait par adresse pour réaliser une pseudo allocation dynamique. Il est ainsi possible d'analyser avec la même taille réservée dans la mémoire, une structure possédant par exemple, peu d'éléments et de nombreux points d'intégration pour chacun d'eux, ou beaucoup d'éléments et un plus petit nombre de points d'intégration.

L'ensemble du problème est traité en mémoire centrale. Il n'y a en tout cas pas d'ordre spécifique d'écriture et de lecture vers des fichiers temporaires. Bien entendu, avec le principe de la mémoire virtuelle, il est possible que des écritures vers les disques aient lieu, mais elles sont générées par le système d'exploitation. Il importe néanmoins d'en être conscient. Le programme est organisé pour réduire ces entrées-sorties le plus possible.

Qu'il s'agisse de déterminer la position d'équilibre d'une structure en cas d'incendie, d'y calculer le champ thermique ou d'évaluer la résistance torsionnelle d'une section, la solution du problème passe par la résolution d'un système d'équations linéaires. Dans le programme, on utilise la technique de la *skyline* pour le stockage de la matrice du système d'équations, et une décomposition L-U de la matrice par la méthode Cholesky pour la résolution. Cela signifie que le programme ne peut traiter que les problèmes décrits par un système d'équations dont la matrice est symétrique.

Pour réduire au maximum la longueur du vecteur dans lequel on stocke la matrice du système d'équations, deux techniques différentes sont disponibles. La première consiste à renuméroter les noeuds à partir d'un noeud choisi comme point de départ, en donnant les numéros suivants aux noeuds qui sont géométriquement les plus proches du noeud de départ. Le programme peut faire cet exercice en prenant successivement chacun des noeuds comme point de départ et en retenant la meilleure de toutes les solutions ainsi obtenue. Une seconde technique a été développée sur base d'une matrice de LOGICAL\*1 qui est une sorte d'image de la matrice du système. Cette matrice contient la valeur FALSE à toutes les positions où il

est certain que la matrice du système contient une valeur nulle. La valeur des autres cellules est TRUE. On procède ensuite par une série de permutations simples entre deux numéros d'équations. Ces permutations sont choisies de manière à réduire au maximum la longueur du vecteur nécessaire à stocker la matrice de LOGICAL, c'est-à-dire aussi la longueur du vecteur nécessaire à stocker la matrice du système. L'utilisation de la matrice image permet de renuméroter les équations sans avoir formé la matrice de rigidité. Comme on ne manipule que des valeurs de type LOGICAL, l'algorithme est assez rapide. L'avantage de travailler au niveau des équations et non plus au niveau des noeuds est, d'abord, de pouvoir tenir compte plus facilement des D.D.L. bloqués à certains noeuds, mais il apparaît surtout lorsqu'un grand nombre de relations maître-esclave sont imposées pour la solution.

Les relations maître-esclave forcent, D.D.L. par D.D.L., la solution d'un ou de plusieurs noeuds, les noeuds esclaves, à être la même que celle d'un autre noeud, le noeud maître. Cette technique est très utile dans les calculs statiques pour introduire des rotules internes, pour exprimer que le gauchissement ne se transmet pas entre des éléments différents qui se rejoignent à un noeud poutre-colonne, mais aussi, par exemple, pour numéroter plus naturellement les noeuds et les éléments dans un cadre composé de plusieurs lignes de poutres et de colonnes. L'introduction des données peut être simplifiée si on place deux noeuds différents au même endroit, à chaque joint poutre-colonne, et qu'on les lie par des relations maître-esclave. Dans les calculs thermiques, cette technique permet de gagner un temps considérable dans certains cas, en particulier en présence de parois métalliques très minces. Dans l'étude de dalles mixtes coulées sur des tôles minces profilées à froid, on n'introduit pas une grande erreur en forçant la solution à être uniforme sur l'épaisseur des tôles qui est de l'ordre du millimètre. Ce faisant, on tient quand même compte de la chaleur spécifique de la tôle ainsi que de la conductivité dans le plan de la tôle. Comme on ne traite que les systèmes à matrice symétrique, on ne stocke évidemment que la moitié de chaque matrice. Pour les calculs thermiques, il ne faut pas oublier de ramener sur la diagonale principale non seulement le terme capacitif de couplage qui se trouve dans la partie supérieure de la matrice,  $C(i,j)$ , mais aussi le terme identique qui se trouve dans la partie inférieure de la matrice  $C(j,i)$ .

L'introduction des données fait un large usage de fonctions. Ces fonctions du temps sont de deux types. Certaines sont programmées directement et désignées par un nom particulier. Parmi ces fonctions, on trouve, en outre :

- la courbe d'incendie ISO 834,
- la courbe d'incendie ASTM E 119,
- la fonction qui vaut 20 à chaque instant,
- la fonction qui vaut 0 à chaque instant,
- la fonction qui vaut 1 à chaque instant,
- la fonction qui passe de 0 à 1 en 20 secondes puis garde la valeur unitaire,
- la fonction qui a la même valeur que le temps.

Le deuxième type de fonction est défini point par point par l'utilisateur dans un fichier. Le nom de la fonction est le nom du fichier.

Dans chaque jeu de données, on impose à diverses grandeurs d'évoluer au cours du temps suivant l'une ou l'autre de ces fonctions. Il en est ainsi, par exemple :

- de la température des gaz utilisée pour définir les conditions aux limites d'un calcul thermique ;

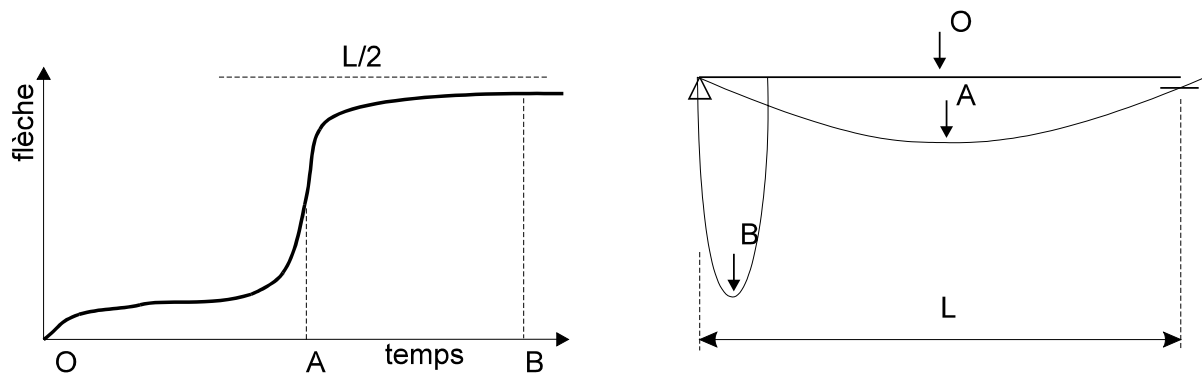
- des déplacements en n'importe quel D.D.L. lors d'un calcul statique. N'importe quel D.D.L. peut ainsi se voir imposer n'importe quel déplacement, l'appui fixe n'étant qu'un cas particulier de déplacement imposé à une valeur qui est constamment nulle ;
- des fonctions qui modulent les charges appliquées. Les charges sont divisées en plusieurs vecteurs et chacun peut être modulé par une fonction différente. On pourrait, par exemple, imaginer un vecteur contenant les charges nodales dues au poids propre et modulé par la fonction unité, un vecteur représentant les charges de service apparaissant à un instant déterminé, et un vecteur représentant la pression du vent modulé par une fonction sinusoïdale variant entre 0 et 1 avec une fréquence de l'ordre de quelques secondes, ce qui permettrait d'obtenir automatiquement la durée de résistance au feu pour le cas le plus sévère, avec ou sans vent.

Dans les calculs ayant pour but de déterminer les positions d'équilibre, le temps n'est présent que pour ordonner la séquence des événements, c'est-à-dire les déplacements imposés, les forces appliquées et les températures de la structure. Les termes d'accélération ne sont pas pris en compte. C'est pourquoi on utilise souvent l'expression calcul statique pour désigner les calculs résolvant les équations d'équilibre.

Pour obtenir une précision suffisante sur le temps de résistance, à priori inconnu, tout en utilisant d'assez grands pas de temps durant la majeure partie du calcul, il est possible d'imposer au programme de stocker toutes les variables nécessaires après chaque pas convergé. En cas de non convergence, le programme peut ainsi revenir automatiquement au dernier pas convergé et tenter un nouveau pas dont la taille est réduite de moitié par rapport à l'essai infructueux. La division du pas se poursuit jusqu'à une valeur définie et jugée acceptable. En plus de permettre une convergence vers un résultat plus précis, cette technique permet aussi parfois d'aller plus loin dans les calculs avant d'obtenir la ruine numérique. Par exemple si, après convergence à 90 minutes, il est impossible de converger à 92 minutes, il n'est pas impossible que la réduction du pas à 60 ou 30 secondes permette d'atteindre 120 minutes de résistance. De manière assez typique pour les structures en béton soumises à l'incendie, on observe souvent que le danger de ruine numérique est plus élevé non seulement aux instants qui précèdent la vraie perte d'équilibre mais également après quelque 30 minutes d'essais. Cela est dû à la sévérité des gradients thermiques et de la fissuration que ceux-ci induisent, maximale aux alentours de 30 minutes, puis décroissant par la suite. Tout arrêt du programme à ce moment par suite d'un pas trop grand donnerait évidemment un résultat sans rapport avec la capacité de résistance réelle. C'est pourquoi il importe que le programme puisse s'adopter automatiquement à la situation.

Pour permettre de juger si l'arrêt du calcul correspond bien à un épuisement de la capacité portante, et non à des problèmes numériques, le programme calcule, par la méthode itérative de la puissance, la plus petite valeur propre de la matrice de rigidité après chaque pas convergé. Cette grandeur normalisée par rapport à sa valeur dans l'état initial, donne une idée de la raideur de la structure. Elle est en quelque sorte une image de la première fréquence propre de vibration. Tout arrêt du programme alors que cette *minimum eigen value* possède encore une valeur supérieure à quelques pourcents doit attirer l'attention.

Une autre vérification à effectuer pour vérifier le caractère plausible des résultats est d'observer la déformée. Aucun critère de flèche ou de vitesse de déformation n'a en effet été introduit pour arrêter le calcul. Pour illustrer le propos, on citera un cas pour lequel on obtenait des durées de résistance anormalement élevées pour des poutres mixtes posées sur deux appuis simples. L'évolution de la flèche calculée au cours du temps est schématisée à la figure 9.1. Après s'être aperçu que la flèche maximale était de l'ordre de la moitié de la portée, on a dessiné la déformée, aussi schématisée sur la figure, et on a remarqué que la poutre s'était transformée en câble. L'esprit humain a tôt fait de décréter que la ruine correspond à l'instant A plutôt que B. Le programme numérique est incapable de porter ce jugement. Dans l'exemple rapporté ici, il avait été victime de sa trop grande ductilité numérique.



**Fig. 9.1 : Déformée irréaliste**

Lorsque le programme a divisé le pas de temps jusqu'à la valeur minimale admise, il lui est encore possible, si l'utilisateur l'a spécifié, de rechercher s'il n'est pas possible de trouver une autre position d'équilibre pour le même champ de température. C'est tout le problème des ruines locales dans les structures complexes qui est posé. Il sera discuté dans la deuxième thèse secondaire annexée à cette thèse.

Les coordonnées des noeuds sont introduites dans un système d'axes global cartésien ou cylindrique. Il est possible de définir des conditions d'appui dans des axes qui sont obliques par rapport aux axes globaux. Cette possibilité est obtenue par l'emploi d'une formulation dite pénalisée.

Les données sont introduites sous forme de fichier ASCII créé à l'aide d'un éditeur de texte. Quelques petits programmes de génération automatique ont été rédigés en *Visual Basic*, notamment pour ce qui concerne les profilés laminés en double té. Pour l'analyse des résultats, on peut utiliser un programme de traitement écrit pour créer, à partir des fichiers résultats, des fichiers interprétables par tableur pour dessiner l'évolution d'une ou de plusieurs variables au cours du temps. Pour le dessin des isothermes ou des structures déformées, on utilise le logiciel DESFIN développé au Département MSM de l'Université de Liège. Les quelques dessins en couleur qui sont présentés dans cette thèse ont, par exemple, été réalisés à l'aide de ce logiciel.

Le calcul des propriétés torsionnelles d'une section ne nécessite pas d'intégration temporelle. Le système d'équations décrivant le problème n'est résolu qu'une seule fois.

Le calcul des champs thermiques transitoires nécessite évidemment une intégration temporelle du système d'équations. La manière dont on procède a été décrite en détail au chapitre 4.

Pour calculer les positions d'équilibre successives d'une structure au cours du temps, on procède de la manière indiquée par la figure 9.2 où sont représentées de manière simplifiée les principales boucles imbriquées qui sont parcourues.

La boucle extérieure est relative aux pas de temps. A chaque nouveau pas, le temps reçoit une nouvelle valeur, définie par l'utilisateur. Les forces extérieures appliquées à la structure à cet instant,  $F_{\text{ext}}$ , sont calculées et la température de la structure en chaque point d'intégration est déterminée sur base des valeurs lues dans les fichiers où sont stockés les résultats des calculs thermiques réalisés préalablement. Un compteur d'itération,  $\text{iter}$ , est mis à 0.

Pour déterminer la position d'équilibre à ce nouvel instant considéré, il est nécessaire de parcourir un certain nombre de fois une boucle intérieure. Chaque exécution de cette boucle est appelée une itération ce qui indique que, en parcourant cette boucle, le programme procède par approximations successives et adapte à chaque fois la position de la structure de manière à l'amener toujours plus près de sa position d'équilibre. Chaque itération comporte 4 étapes essentielles qui sont

1. le calcul des forces hors équilibre  $DF$ ,
2. le calcul des déplacements  $u$ ,
3. le calcul des déformations  $\epsilon$ , sur base de celles-ci, le calcul des contraintes qui donnent les forces internes énergétiquement équivalentes,  $F_{\text{int}}$ , et des modules tangents qui donnent la matrice de rigidité,  $K$ ,
4. l'évaluation de la convergence vers l'équilibre avec, éventuellement, sortie de la boucle et passage à un autre pas.

Les étapes 1 à 3 doivent impérativement être parcourues dans cet ordre. L'évaluation de la convergence dépend du type de critère qui est utilisé. Si celui-ci ne fait appel qu'à des grandeurs de type déplacement, il peut être placé au point noté B sur la boucle d'itérations. Si le critère ne se base que sur les forces hors équilibre, il peut se situer au point noté C. Le critère de convergence du programme SAFIR fait appel à des quantités qui ont la dimension de l'énergie ce qui, en présence d'éléments orientés, est la seule manière de conserver la même importance relative aux D.D.L. de rotation et aux D.D.L. de translation, quel que soit le système d'unités choisi. En calculant ces termes énergétiques sur base des forces externes, on pourrait aussi placer le critère en B, après avoir calculé les déplacements incrémentaux  $\Delta u$ . Il est cependant préférable de calculer ces termes énergétiques sur base des forces internes. En effet, en ne prenant en compte que les forces externes, on pourrait dans certains cas considérer que l'équilibre est atteint parce que les points d'application des forces extérieures ne se déplacent plus, alors que des mouvements ont encore lieu à l'intérieur de la structure et que des redistributions d'effort y sont encore nécessaires avant que la structure ne soit en équilibre. Pour que ces mouvements internes ne donnent pas lieu à une résultante globale nulle, on compte les contributions de chaque D.D.L. en valeur absolue. On n'a donc pas réellement accès à l'énergie en tant que telle mais à un résultat qui a la dimension d'une énergie. C'est pourquoi on a parlé de terme énergétique et non pas d'énergie.

Basé sur les forces internes, le critère de convergence doit donc trouver sa place en D dans la boucle des itérations. On constate sur la figure 9.2 que, par rapport à un critère basé sur les forces hors équilibre qui serait placé en C, le critère basé sur l'énergie interne nécessite le parcours de presque la totalité d'une boucle itérative en plus. La partie CD est en effet, de loin, celle qui prend le plus de temps, alors que la partie DC est parcourue très rapidement.

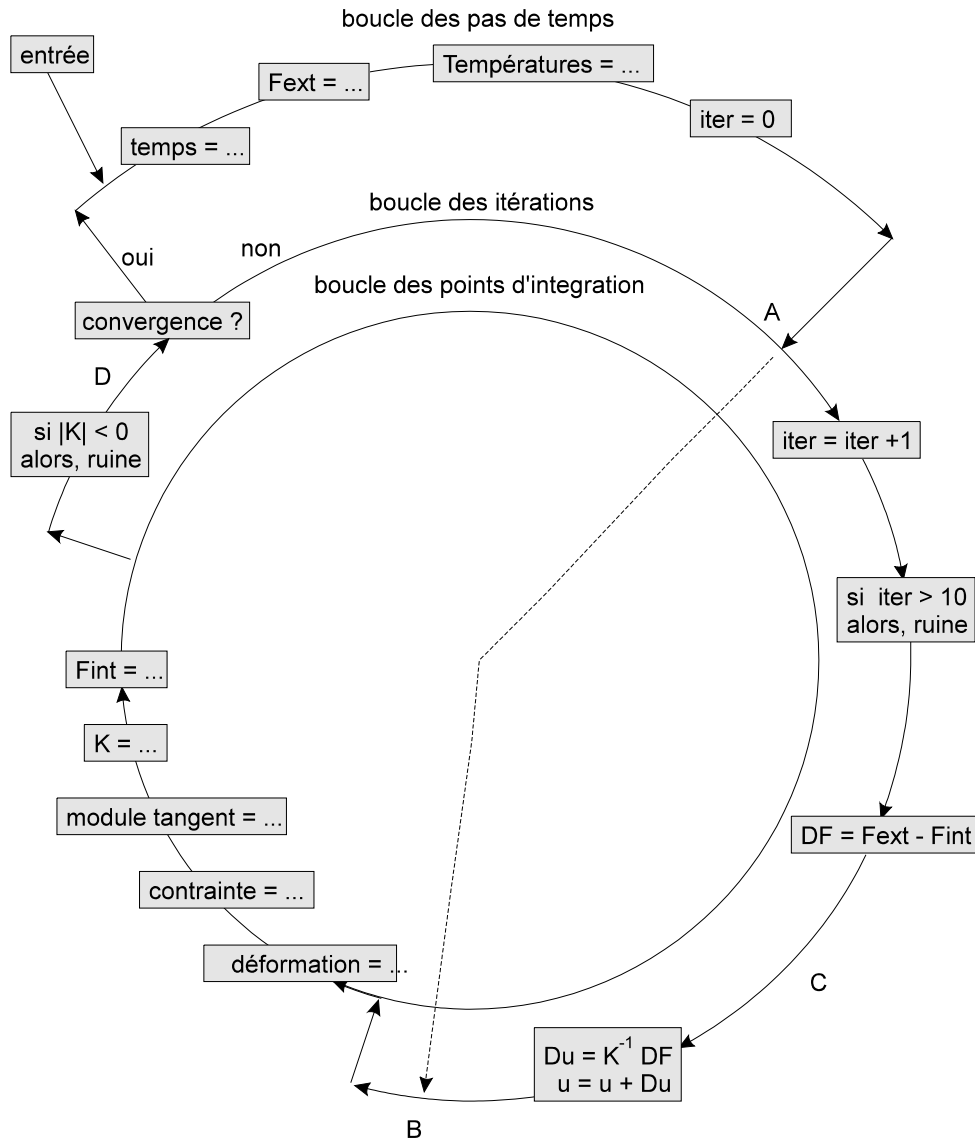
La position du critère de convergence indique le point de sortie de la boucle des itérations. Mais où faut-il placer le point d'entrée ?

Pour le calcul d'une structure à la température ambiante, le point d'entrée naturel est en A. Les forces hors équilibre sont calculées comme la différence entre les nouvelles forces appliquées et les forces internes évaluées à la fin du pas précédent, ce qui évite l'accumulation des légères forces hors équilibre résiduelles à chaque fin de pas. Les forces ainsi calculées sont conjuguées à la matrice de rigidité évaluée à la fin du pas précédent pour donner une première valeur des déplacements incrémentaux et la boucle des itérations est relancée. Pour la première itération du premier pas de temps, il n'est pas possible d'entrer en A dans la boucle des itérations car on n'a pas encore évalué ni la matrice de rigidité ni les forces internes. On parcourt donc, à cette seule occasion, le raccourci AB pour débiter le calcul par l'évaluation de la matrice de rigidité dans l'état initial de la structure et par l'évaluation des forces internes qui ne sont pas nécessairement nulles, dans une structure précontrainte par exemple.

En cas de structure soumise, à chaque pas de temps, à une variation de sa température, l'algorithme utilisé conduit à entrer dans la boucle itérative en B à chaque pas de temps. Sur base des déplacements calculés à la fin du pas précédent, c'est-à-dire en considérant que la structure est bloquée, on calcule les nouvelles valeurs des déformations en tenant compte de la nouvelle valeur de la déformation thermique. Sur base des nouvelles caractéristiques mécaniques des matériaux, les déformations conduisent aux modules tangents et aux contraintes, c'est-à-dire à la matrice de rigidité et aux forces internes correspondant au nouveau champ thermique et au champ de déplacement du pas précédent. Les forces en question ne sont évidemment pas en équilibre avec les nouvelles forces externes, mais on dispose de tout ce qui est nécessaire pour calculer des incréments de déplacement correctifs, c'est-à-dire pour lancer la boucle des itérations jusqu'à convergence.

Afin de conserver l'algorithme nécessaire pour les cas d'application privilégiés du programme, ceux où la température varie à chaque pas de temps, mais de permettre l'algorithme qui convient mieux aux applications sur des structures isothermes, l'utilisateur doit déclarer dans les données à quel cas de figure correspond la simulation qui va être effectuée. Suivant le cas, le raccourci AB ne sera emprunté que lors du premier pas de temps, en cas de calcul à 20°C, ou à chaque pas de temps, pour les structures soumises au feu.





**Fig. 9.2 : Organigramme principal du programme**

L'ensemble des caractéristiques décrites confèrent au programme des possibilités et une facilité d'utilisation dépassant celles d'un outil de recherche rapidement bricolé à l'usage exclusif de son auteur principal. C'est grâce à cela qu'il a pu être utilisé par des étudiants et des chercheurs, aussi bien à l'Université de Liège que dans d'autres centres de recherche, la plupart du temps après un écolage très sommaire. Quant à la qualité des résultats, c'est l'expérience du genre de problème traité qui est nécessaire pour assurer le succès, beaucoup plus que celle du programme lui-même.

D'importantes marges de progrès existent encore et il importe de les franchir autant que possible. Des efforts en ce sens sont en cours grâce, notamment, à des collaborations internationales. L'amélioration constante de cet outil de calcul et sa mise à la disposition du plus grand nombre constitue l'un de nos principaux objectifs.

# Chapitre 10

## CALCUL DES POTEAUX EN ACIER

### 10.1 INTRODUCTION

L'instabilité des colonnes métalliques soumises à des températures élevées a fait l'objet de nombreuses études menées à l'aide d'outils numériques qui, le plus souvent, avaient été spécialement écrits pour l'occasion. Ossenbruggen et al. partent de relations moment-courbure et prennent en compte un gradient de température linéaire sur la section, [OS73] et [CU73]. Aribert et Abdel Aziz présentent une méthode basée sur les équations différentielles d'équilibre écrites pour chaque tronçon de colonne [AR87]. Cette méthode prend en compte l'excentricité éventuelle de la charge, différentes conditions d'appuis, les imperfections géométriques et les gradients thermiques. Olawale et Plank utilisent la méthode des bandes finies pour établir la charge de ruine par bifurcation des poteaux [OL88], ce qui leur donne accès aux voilements locaux en interaction avec l'instabilité globale. Setti utilise une méthode où la colonne est formée d'éléments rigides connectés entre eux par des cellules élémentaires dans lesquelles se concentrent la flexibilité axiale et flexionnelle [SE83]. Abbas reprend la méthode des matrices de transfert de Aribert et Abdel Aziz [AR87] pour étudier plus particulièrement le flambement suivant l'axe fort des colonnes métalliques [AB90]. Skowronsky formule et résout les équations différentielles d'un poteau métallique soumis au feu [SK93]. Burgess et Najjar mènent des calculs numériques basés sur la méthode élastique de Perry-Robertson [BU94]. Poh et Bennetts utilisent également des relations moment-courbure, [PO95a] et [PO95b], et vérifient leur méthode par comparaison avec 20 essais expérimentaux effectués par Aasen [AA85]. Coradi et al. utilisent la méthode des éléments finis [C084, C088b et C090]. Neves [NE95] modifie un programme développé initialement par Klingsh [KL75] et étudie les colonnes bridées longitudinalement.

Alors que la loi contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées est non linéaire, la majorité des travaux repris ci-dessus est basée sur l'hypothèse d'un comportement élastique-parfaitement plastique, voire trilineaire pour Corradi et al. [C090]. A l'exception de Poh et Bennetts [PO95a et PO95b], tous les auteurs introduisent une hypothèse simplificatrice

lors de la prise en compte des contraintes résiduelles. Certains supposent qu'elles varient avec la température de la même manière que le module de Young ou de la même manière que la contrainte ultime, tandis que d'autres les négligent totalement. Comme les essais expérimentaux sur colonnes chargées et soumises à haute température sont assez coûteux et donc rares, les outils de calculs sont généralement validés par un nombre restreint de comparaisons expérimentales. Corradi et al. [CO90] étudient les colonnes à l'aide d'un programme validé par un seul essai réalisé sur une poutre !

Certains auteurs ont appliqué leur outil de calcul à quelques profilés en vue d'établir une formule analytique pour le calcul de la charge ultime d'un poteau à haute température. Culver et al étudient 3 sections à 3 températures critiques et proposent une formule dont ils reconnaissent qu'elle donne un niveau de sécurité dépendant de l'élançement [CU73]. Aribert et Randriantsara ont mené quelques calculs pour établir la courbe de flambement du profilé HEA100 [AR80]. Abbas propose une formule très simple basée sur l'analyse de 8 sections [AB90].

En fait, aucune de ces propositions, basées sur des calculs partiels et formulées individuellement par chaque auteur, n'a eu d'écho véritable et ne s'est imposée dans une norme ou une recommandation internationale.

En 1983, la C.E.C.M. propose une méthode simple basée sur le concept de courbe de flambement [EC83]. Quel que soit le type de section et le plan de flambement, on utilise à chaud la courbe de flambement européenne "c" telle qu'elle figure toujours dans l'Eurocode 3 -Partie 1 [EC-31]. L'élançement réduit est déterminé à température ambiante. La charge ultime ainsi calculée est divisée par un coefficient correctif de 0.85 afin de prendre en compte, entre autres, la différence entre la valeur garantie de la limite élastique et sa valeur réelle, mais aussi pour mieux faire correspondre les températures critiques calculées avec les résultats des essais. L'équation 10.1 est utilisée pour déterminer la charge de flambement.

$$N_u(\theta) = \frac{\chi_c \Omega K_{fy}(\theta) f_y}{\kappa} \quad (10.1)$$

avec  $N_u(\theta)$  charge de ruine,

$\theta$  température,

$\chi_c$  coefficient de flambement évalué suivant la courbe "c",

$\Omega$  surface de la section droite,

$f_y$  limite élastique à 20°C,

$K_{fy}(\theta)$  rapport entre la contrainte ultime à chaud et la limite élastique à 20°C et

$\kappa$  coefficient correcteur.

La même équation a été introduite dans l'Eurocode 3, alors que la loi de variation de la limite élastique avec la température n'est plus du tout la même que celle proposée par la C.E.C.M. Le coefficient correcteur est, dans l'Eurocode, égal à 1.20. Pour ajouter à la

confusion, l'élanement réduit était évalué à 20°C dans les premières versions de l'Eurocode, jusqu'en 1993, puis à la température critique dans les versions suivantes. Le tableau 10.1 met en évidence les grandes différences existant en fait entre les propositions de la CECM en 1983 et celles de l'Eurocode 3 en 1990 et en 1995 alors que la même équation est utilisée.

	$\bar{\lambda}$	$K_{fy}$	$\kappa$
CECM (1983)	à 20°C	loi CECM	0,85
Eurocode 3 (1990)	à 20°C	loi EC3	1,20
Eurocode 3 (1995)	$\theta$	loi EC3	1,20

**Tableau 10.1 : Paramètres de l'équation 10.1**

Le moins que l'on puisse dire est qu'on ne sait plus très bien où on en est. D'autant plus que l'essentiel des travaux qui ont conduit aux évolutions successives ont porté surtout sur le comportement des poutres, essentiellement conditionné par la résistance ultime de l'acier, et beaucoup moins sur celui des poteaux dont la charge ultime est influencée par la rigidité, comme l'indique le modèle eulérien.

Quand on passe du flambement pur à l'interaction entre le flambement et la flexion, la C.E.C.M. est muette tandis que l'Eurocode 3 - Partie 2 suppose que la formule d'interaction à température ambiante reste valable aux températures élevées, avec introduction de l'inévitable coefficient correcteur de 1.20.

Etant donné que nous disposions d'un outil numérique permettant une analyse sérieuse de la question, nous avons réuni un groupe de partenaires et proposé une recherche sur le flambement des colonnes en double té laminées, soumises à l'incendie. Grâce à un financement de la CECA et avec l'appui de la société Luxembourgeoise ARBED, nous avons pris en charge le cas du flambement pur. En France, le C.T.I.C.M. s'est occupé des colonnes soumises à des charges excentrées et le T.N.O., aux Pays-Bas, a pris en charge les colonnes soumises à des gradients thermiques. Des essais expérimentaux ont été réalisés par LABEIN en Espagne et par le C.T.I.C.M.

## 10.2 FLAMBEMENT PUR

Le cas d'une colonne biarticulée supportant une charge parfaitement centrée, soumise à un échauffement uniforme, est très peu susceptible de se présenter dans la réalité. Il doit cependant faire l'objet d'une attention particulière car il constitue le cas de base se lequel se fonderont inévitablement les solutions applicables à des situations réelles. Pour des conditions d'appuis différentes, on se ramènera à la colonne biarticulée, en utilisant la notion de longueur de flambement. Si la charge est excentrée, on utilisera une formule d'interaction dont l'un des deux points d'appui est la charge de flambement pur, l'autre étant le moment de flexion ultime. Si des gradients thermiques existent sur la section transversale, on peut imaginer de les transformer en moments de flexion équivalents et de revenir à la formule d'interaction, c'est-à-dire à la charge de flambement pur.

La ligne directrice générale des travaux entrepris et les principaux enseignements dégagés sont repris dans ce qui suit. Les détails figurent dans le rapport technique [SC96a] et dans deux publications récentes, [FR95b] et [FR96a].

### 10.2.1 Etude numérique

Afin de donner une base aussi large que possible aux résultats, tous les profilés en double té du catalogue de l'ARBED ont été repris [AR93]. Ce catalogue comprend à la fois les profilés européens et les profilés anglo-saxons. Les profilés de la classe 4 sont susceptibles de présenter des voilements locaux et donc de présenter un mode de ruine différent des autres profilés et beaucoup plus complexe. L'étude de leur stabilité à température élevée a à peine été effleurée à ce jour, probablement parce que leur faible massivité thermique les rend peu aptes à une utilisation en cas d'incendie. Le cas mériterait cependant d'être étudié, notamment pour les charpentes à poutres en profilés reconstitués soudés, mais il ne fait pas l'objet de l'étude décrite ici. La distinction entre les classes 1, 2 et 3 concerne surtout la flexion, aussi avons-nous étudié les profilés de ces 3 classes sans distinction. Le programme numérique donne à toutes les sections un comportement de classe 1. Le problème des classes intéresse surtout le domaine d'application des résultats et moins leur validité. Si on avait envisagé la classe 4 dans cette étude, menée à l'aide de l'élément poutre, on aurait probablement obtenu le même type de résultat que pour les autres classes mais, comme les résultats ne s'appliquent pas à ces profilés, on les a exclus d'office pour réduire l'ampleur du travail. Il a en effet fallu envisager 339 sections différentes pour l'acier S235 et 258 pour l'acier S355. La limite élastique est adaptée en fonction de l'épaisseur des semelles, d'après la norme EN 10025 [EN90].

Pour chaque profilé, on considère séparément les deux plans de flambement et on traite 10 longueurs différentes correspondant à des élancements de 20, 40, ... 200. On a constaté que si, dans une analyse numérique, on chauffe un poteau jusqu'à une température choisie, 600°C par exemple, puisqu'on applique progressivement la charge, on n'obtient pas exactement le même résultat qu'avec la procédure normale consistant à appliquer la charge à 20°C puis à échauffer progressivement le poteau sous charge constante. Les écarts obtenus, de

l'ordre de 1 à 2 %, seraient tout-à-fait acceptables en pratique, mais pas dans le cadre de cette recherche. En fait, pour chaque longueur de colonne, on recherche d'abord la charge de flambement à 20°C, puis on effectue une quinzaine de calculs successifs de la température critique sur des colonnes qui sont chacune chargées à un pourcentage préétabli de cette charge de flambement à froid.

Comme le poids propre est négligé, on ne discrétise que la moitié de la colonne, à l'aide de 5 éléments finis comptant 2 points d'intégration de Gauss. La demi section droite étudiée, aussi par raison de symétrie, compte 74 fibres en cas de flambement suivant l'axe fort et 42 fibres en cas de flambement suivant l'axe faible.

Dans un premier temps, on suppose que la température est uniforme, ce qui correspond à un cas limite représentant assez bien les situations où l'échauffement est lent, soit à cause de la présence d'une isolation thermique, soit parce que la température ambiante s'accroît lentement. En cas d'échauffement rapide, les semelles, plus massives, ont tendance à s'échauffer moins vite que l'âme.

On introduit dans le poteau des imperfections considérées comme caractéristiques :

- distribution triangulaire des contraintes résiduelles avec une valeur maximale égale à 0.30 ou 0.50 x 235 Mpa, suivant le rapport entre hauteur et largeur de la section droite ;
- déformée initiale correspondant au premier mode de flambement, c'est-à-dire à une demi-onde de sinusöide ;
- amplitude maximale de la déformée initiale égale au millième de la hauteur.

On verra par la suite que la prise en compte simultanée de ces imperfections caractéristiques donne aux résultats un caractère assez sécuritaire.

Si on multiplie les quelque 300 profilés par 2 nuances d'acier, par 2 plans de flambement, par 10 longueurs et par 15 niveaux de chargement, on n'arrive pas loin des 200.000 passages, ce qui pose 2 types de problèmes.

1. Le programme doit être très robuste pour que l'exécution de tous les calculs se déroule normalement malgré les conditions très différentes à envisager, par exemple une charge très forte sur une colonne courte ou une charge très faible sur une colonne très longue, conduisant à des températures et des modes de ruines différents. L'adaptation automatique des pas de temps doit être assez sophistiquée pour obtenir une précision de 0.01°C sur la température de ruine, sans jamais conduire à une ruine numérique prématurée. Les procédures de génération automatique des fichiers, d'extraction des résultats significatifs et de constitution des bases de données formées par les résultats doivent également être établies très proprement. Le processus d'interpolation décrit au point 2 ci-dessous, impose qu'il n'y ait nulle part de trou dans les bases de données, c'est-à-dire qu'il n'y ait pas, dans l'hyperespace des paramètres, de zone où on ne possède pas de résultat.
2. La somme des résultats obtenus est considérable et il faut pouvoir l'analyser. Il est nécessaire d'établir une procédure d'interpolation entre les points correspondants à des résultats connus.

Si on fixe une valeur pour les paramètres discrets que constituent la section droite, le plan de flambement et la limite élastique, il reste 3 variables continues, la longueur, la température et la charge. Les résultats peuvent ainsi être représentés par une surface dans l'espace cartésien des 3 variables continues. L'interpolation correcte n'est possible que si on tient compte de la variation multilinéaire de la courbe charge-température établie pour une longueur fixée. La figure 10.1 donne, à titre d'exemple, les 15 résultats obtenus par SAFIR pour une section IPEA80 flambant suivant l'axe fort, avec une limite élastique de 235 MPa et une longueur de 1.272 mètres. A cause de la variation multilinéaire des paramètres qui décrivent la loi constitutive dans l'Eurocode 3 - Partie 2, ces points sont distribués de manière multilinéaire. L'utilisation de  $\beta$ -splines linéaires combinée à la méthode des moindres carrés permet de retrouver les charges critiques à 400, 500, ... 900°C, correspondant aux "points interpolés" de la figure.

Par contre, si on fixe la température de ruine, la courbe qui donne la charge critique en fonction de la longueur, c'est-à-dire en quelque sorte la courbe de flambement, est très régulière de sorte qu'on peut la représenter à l'aide d'une série de sinus à 9 termes superposée à une droite [FR95b].

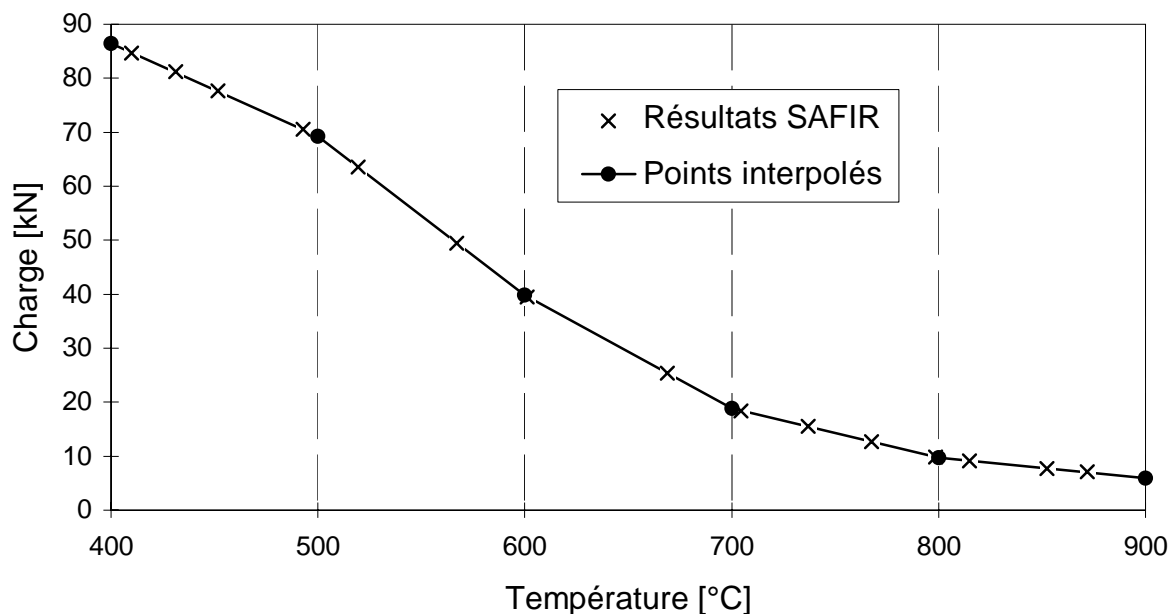


Fig. 10.1 : Interpolation sur la température

## 10.2.2 Conclusions de l'étude numérique

Grâce à la procédure d'interpolation qui vient d'être décrite, il est possible d'analyser les résultats de toutes les manières souhaitables. Si, par exemple, on se limite à la nuance S235 mais qu'on prend en compte les 2 plans de flambement et les 339 sections pour 5 températures de ruine différentes égales à 400, 500, ... 800°C on obtient 3390 combinaisons possibles. Pour chacune d'entre elles, on peut calculer par interpolation la charge critique, pour 10 valeurs différentes de l'élanement relatif calculé à la température de ruine, depuis 0.20 jusqu'à 2.00. Pour chacun de ces cas, on calcule le coefficient de flambement, qui est le rapport entre la charge de ruine et la charge plastique à la même température. Un comptage permet alors de tracer les courbes de la figure 10.2, qui permettent, par exemple, de constater que, pour un élanement réduit de 0.80, toutes les simulations, ou plus exactement toutes les interpolations menées sur base de ces simulations, donnent un coefficient de flambement compris entre 0.439 et 0.498.

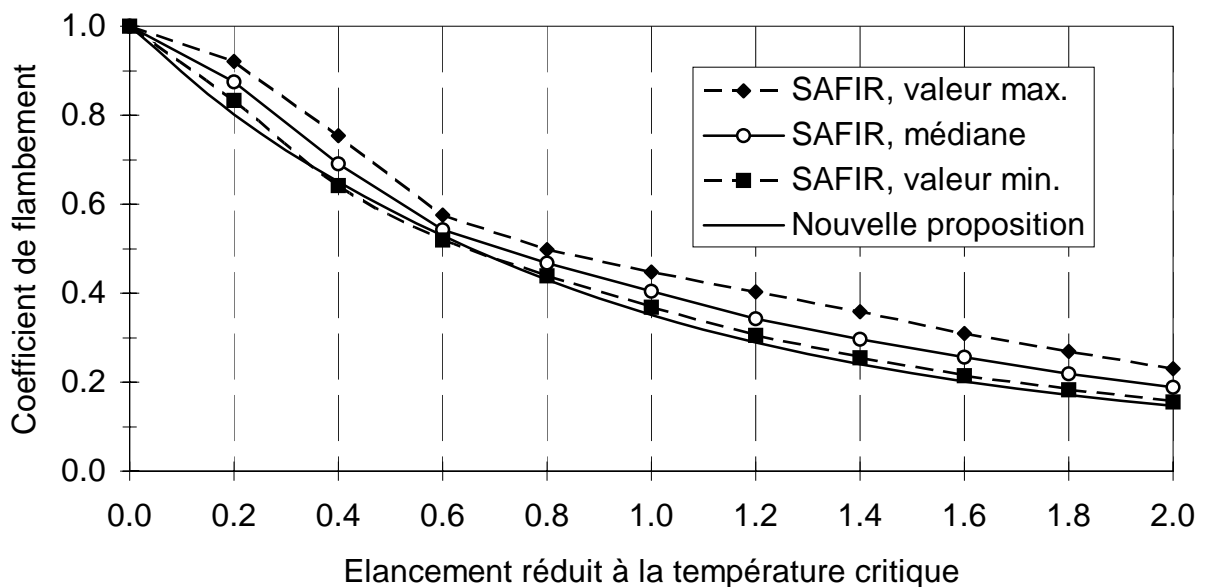
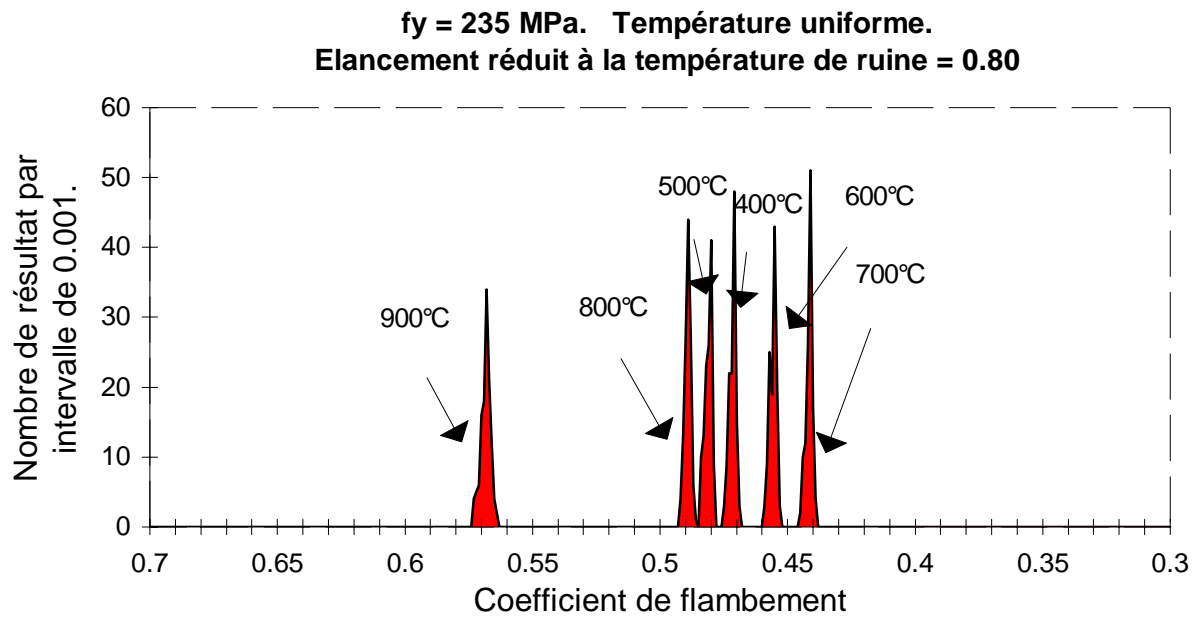


Fig. 10.2 : Résultats numériques pour de l'acier S235

Il est bien sûr possible d'effectuer des analyses plus fines. Par exemple, sur l'histogramme de la figure 10.3, on n'a retenu que les 122 profilés qui, à 20°C, devraient être calculés suivant la courbe de flambement "a", et on a présenté les 732 résultats obtenus pour 6 températures de ruine et un élanement réduit de 0.80. On observe 6 pics correspondants aux 6 températures de ruine. Cette figure montre que les résultats obtenus à 900°C sont plus élevés que pour les autres températures, ce qui est dû au fait que, à 900°C, le module de Young a moins chuté que la limite élastique.





Par la suite, on n'envisage plus cette température de 900°C et ce, pour plusieurs raisons :

- les résultats obtenus à cette température donnent l'impression qu'il existe un écart énorme, compris entre 0.439 et 0.574, alors que l'ensemble des résultats de la plage allant de 400 à 800°C sont compris entre 0.439 et 0.498 ;
- il semble dangereux de tabler sur des températures critiques supérieures à 800°C car, à des températures si élevées, on peut craindre l'apparition de phénomènes non pris en compte, tels que des ruines locales ou un fluage très important ;
- la précision relative de la connaissance des lois des matériaux à des températures aussi élevées n'est pas très grande ;
- le fait de négliger les résultats à 900° est dans le sens de la sécurité.

Il n'est pas possible de donner ici la justification de toutes les conclusions obtenues à la suite de l'étude numérique. On se contentera donc d'en rappeler les principales.

- La forme des courbes de flambement obtenues à chaud, ou plus exactement la forme des fuseaux de courbe comme ceux de la figure 10.2, est trop différente de celle obtenue à froid pour espérer utiliser les mêmes courbes que l'on modifierait en adaptant la valeur du coefficient correcteur de l'équation 10.1. Il faut donc trouver une autre expression analytique ; on note par exemple, à la figure 10.2, l'absence du plateau horizontal qui, pour les températures ambiantes, conserve la charge plastique jusqu'à un élancement réduit de 0.20.
- Le fuseau des résultats est plus resserré si on les classe en fonction de l'élancement réduit estimé à la température de ruine que si on les classe en fonction de l'élancement à 20°C. Ceci est dû à une prise en compte plus exacte de la loi constitutive lorsqu'on introduit dans l'élancement les vraies valeurs de la limite élastique et du module de Young que si on pose l'hypothèse d'une même variation pour les deux caractéristiques.

- Le fuseau des résultats numériques occupe une position plus élevée avec l'acier S355 qu'avec l'acier S235 ; les contraintes résiduelles ne dépendent en effet pas de la limite élastique et leur effet relatif est d'autant plus faible que la limite élastique est élevée.
- La distinction qui existe entre les courbes "a", "b", "c" et "d" à température ordinaire n'est plus perceptible à température élevée. On voit par exemple que la plage de variation pour un élancement réduit de 0.80 est la même si on ne considère que les profilés correspondant à la courbe a, comme à la figure 10.3, que si on intègre les résultats de tous les profilés comme à la figure 10.2.
- Si on écarte les températures supérieures à 800°C, la plage de 400 à 800°C correspond à un ensemble de résultats assez resserré comme le montre la figure 10.3. Certaines températures qui donnent les meilleurs résultats pour des élancements réduits inférieurs à 0.60 peuvent donner des résultats parmi les moins bons pour les grands élancements. L'ordre des groupes de résultats correspondant à une même température change avec l'élancement, suivant que la charge ultime est plutôt influencée par la raideur (grands élancements) ou par la résistance (petits élancements).
- Si le cas de la température uniforme est un cas limite, l'autre limite pourrait être le cas d'un profilé non protégé thermiquement et soumis à un échauffement de type ISO c'est-à-dire très rapide dès le départ. Dans ce cas, des écarts de température significatifs apparaissent entre certains points de la section mais, si les sollicitations thermiques sont uniformes à la frontière de la section, ces écarts respectent la double symétrie de la section et ne créent pas de flexion additionnelle dans le poteau. On a pu vérifier qu'en moyenne la charge ultime est la même si on la calcule avec la vraie distribution de température ou si on la calcule avec la température moyenne. On peut donc étendre les résultats de l'étude menée à température uniforme à n'importe quel régime thermique pourvu que la sollicitation thermique soit symétrique.

### 10.2.3 Proposition d'une courbe de flambement

Afin de représenter les phénomènes observés numériquement, les formules suivantes ont été établies dans la plage de température critique allant de 400 à 800°C. Leur utilisation pour des températures de ruine supérieures à 800°C ou inférieures à 400°C est dans le sens de la sécurité. Pour ces températures de ruine inférieures à 400°C, cependant, il est préférable d'interpoler linéairement sur la température entre, d'une part la charge de ruine calculée à température ambiante et valable jusqu'à 100°C et, d'autre part la charge de ruine calculée à 400°C par les formules données ci-dessous.

On calcule la charge de ruine d'une colonne chargée axialement à l'aide de l'équation suivante :

$$N_u(\theta, L) = \chi(\theta) K_{fy}(\theta) f_y \Omega \quad (10.2)$$

$$\text{avec } \chi(\theta) = \frac{1}{\varphi(\theta) = \sqrt{\varphi^2(\theta) - \lambda^2(\theta)}} \quad (10.3)$$

$$\varphi(\theta) = \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \bar{\lambda}(\theta) + \bar{\lambda}^2(\theta) \right) \quad (10.4)$$

$$\alpha = \beta \varepsilon \quad (10.5)$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \quad (10.6)$$

Dans ces équations,

- $\theta$  est la température critique en °C,
- $L$  la longueur du poteau,
- $N_u$  la charge,
- $\chi$  le coefficient de flambement,
- $K_{fy}$  le rapport entre la contrainte ultime à chaud et la limite élastique à froid,
- $f_y$  la limite élastique à 20°C,
- $\Omega$  l'aire de la section droite,
- $\bar{\lambda}$  l'élanement réduit,
- $\alpha$  le facteur d'imperfection et
- $\beta$  le facteur de sévérité.

L'équation 10.3 qui donne le coefficient de flambement est exactement la même que celle de l'Eurocode 3 - Partie 1 [EC-31], établie par Rondal et Maquoi, [MA78] et [RO79]. La différence entre notre proposition et celle de l'Eurocode provient du terme linéaire de l'équation 10.4 dont nous avons supprimé la partie qui, à froid, donne le plateau horizontal jusqu'à un élanement réduit de 0.20. En plus, nous avons réintroduit le coefficient de déformation "*strain coefficient*",  $\varepsilon$  dans le facteur d'imperfection pour rendre la courbe dépendante de la limite élastique. Avec l'équation 10.2, on trouve que, pour des colonnes très courtes, la charge de ruine tend vers la charge d'écrasement plastique alors que le coefficient correcteur de l'équation 10.1 fait tendre, d'après l'Eurocode, la charge de ruine des colonnes courtes vers 83 % de la charge plastique.

Le facteur de sévérité est le seul scalaire présent dans la formule qui permette son calibrage. La valeur de 1.20 permet de couvrir de manière presque parfaite l'ensemble des résultats numériques. C'est celle qui a été utilisée pour la courbe "nouvelle proposition" de la figure 10.2. La comparaison avec les résultats des essais doit permettre le choix de la valeur à utiliser pour un dimensionnement, suivant l'objectif recherché au point de vue de la sécurité. C'est l'objet du paragraphe suivant.

## 10.2.4 Comparaison avec des essais

Pour la vérification et le calibrage de la formule, une analyse bibliographique assez détaillée a été entreprise. Seuls les essais réalisés en vraie grandeur ont été pris en compte dans cette analyse. Les essais où la limite élastique réelle n'a pas été mesurée n'ont pas été retenus, [OL80] et [VA81]. Les essais effectués par Aasen ont dû être rejetés à cause des trop grandes inégalités de température relevées sur les colonnes [AA85]. Ils gardent néanmoins tout leur intérêt pour la validation de codes numériques, à condition que ceux-ci puissent s'accommoder d'un champ de température non uniforme [PO95b]. Lorsque les dimensions géométriques de la section n'ont pas été relevées, on a utilisé les valeurs nominales. Une étude de sensibilité, [TA95b] et [TA96], a montré que l'influence de la limite élastique est largement prédominante par rapport à celle d'autres paramètres comme les imperfections géométriques, la géométrie de la section droite, les contraintes résiduelles, ... Comme on ne trouve qu'un nombre limité de tests où la colonne est simplement appuyée, on a pris en compte les tests réalisés avec d'autres conditions d'appui, en passant par la longueur de flambement. On a d'ailleurs obtenu le même type de résultat avec le groupe des essais où il y a encastrement d'au moins un appui qu'avec le groupe des essais sur colonnes biarticulées. Pour accroître la population des essais, on a aussi pris en compte les tests où la charge a été appliquée avec une faible excentricité, c'est-à-dire ceux pour lesquels le terme de compression représente au moins 75 % dans la formule d'interaction de l'Eurocode 3 - Partie 1. On a vérifié à posteriori le bien fondé de ce choix en discriminant suivant les deux types de chargement. Une analyse critique des résultats, avec rejet de certains d'entre eux suite à l'examen du procès-verbal d'essai, a permis de conserver 78 essais, un réalisé à Borehamwood [BS88], 16 à Gand [JA82], 25 à Braunschweig et 3 à Stuttgart, [BR77] [CA92] et [DO93a], 14 à Rennes [AR80] et 19 à Berlin, [KN74a] et [KN74b].

Dans ces séries d'essais, chaque auteur est obligé de tester plusieurs types de section pour pouvoir étudier des élancements différents puisque, en général, la hauteur des fours est fixe. Pour étudier plus précisément le phénomène du flambement, on a réalisé au laboratoire de LABEIN en Espagne une nouvelle campagne d'essais portant sur un seul type de profilés, HEA100, avec 5 longueurs différentes. La charge est appliquée avec une excentricité de 5 mm par l'intermédiaire d'un appui à couteau et le flambement a lieu selon l'axe faible. Les contraintes résiduelles, la géométrie de la section, les défauts de rectitude et la limite élastique ont été mesurés pour chaque spécimen. Les colonnes sont chauffées par des matelas électriques, régulés séparément afin d'assurer une bonne uniformité du champ de température. La vitesse de montée en température après application de la charge est de 5 K/min. Le tableau 10.2 donne, pour chaque essai, la longueur  $L$  de la colonne, la température critique  $\theta_{crit}$ , l'effort appliqué  $N$ , la limite élastique dans l'âme  $f_{yw}$  et dans les semelles  $f_{y\ell}$ , et les dimensions réelles du profilé,  $B$ ,  $H$  et  $e$ , ainsi que l'imperfection à mi hauteur  $i$ .

N°	L mm	$\theta_{crit}$ °C	N kN	$f_y w$ Mpa	$f_y f \ell$ mm	B mm	H mm	a mm	e mm	i mm
AL1	513	20	537	300	280	101.90	99.20	6.10	7.80	0.00
AL3	1270	20	490	300	280	101.95	99.08	5.97	7.67	0.00
SL43	2021	20	366	286	280	101.84	98.89	5.80	7.57	0.00
AL6	3510	20	176	300	280	101.99	99.08	5.79	7.66	-0.40
BL1	513	532	362	300	286.5	101.85	98.85	5.92	7.61	0.00
CL1	513	694	110	316	292.5	101.78	99.07	6.43	7.80	0.00
DL1	513	863	40	309	282.5	102.28	99.12	6.13	7.68	0.00
BL3	1272	390	292	300	286.5	101.93	98.90	5.97	7.64	0.20
CL3	1271	474	251	316	292.5	101.90	99.25	6.13	7.82	0.40
SL41	2026	509	174	286	280	101.84	98.97	5.73	7.58	0.70
SL42	2020	485	171	286	280	101.82	99.04	5.76	7.61	1.70
SL44	2023	495	173	286	280	101.68	99.17	5.73	7.60	1.10
AL5	2770	457	127	300	280	101.94	99.06	5.78	7.68	-0.04
BL5	2772	587	73	300	286.5	101.76	98.95	5.76	7.62	1.00
DL5	2772	886	7.7	309	282.5	102.15	99.16	5.96	7.72	1.60
BL6	3510	446	105	300	286.5	101.88	98.93	5.93	7.63	1.00
CL6	3510	493	90	316	292.5	102.05	99.12	5.94	7.71	0.80
DL6	3510	727	11.5	309	282.5	101.68	99.17	5.73	7.60	1.60

Tableau 10.2 : Essais réalisés à Bilbao

Pour chaque essai, on calcule le coefficient de flambement expérimental  $\chi$ , en tenant compte de l'excentricité. L'ensemble des résultats provenant des différents laboratoires est donné à la figure 10.4.

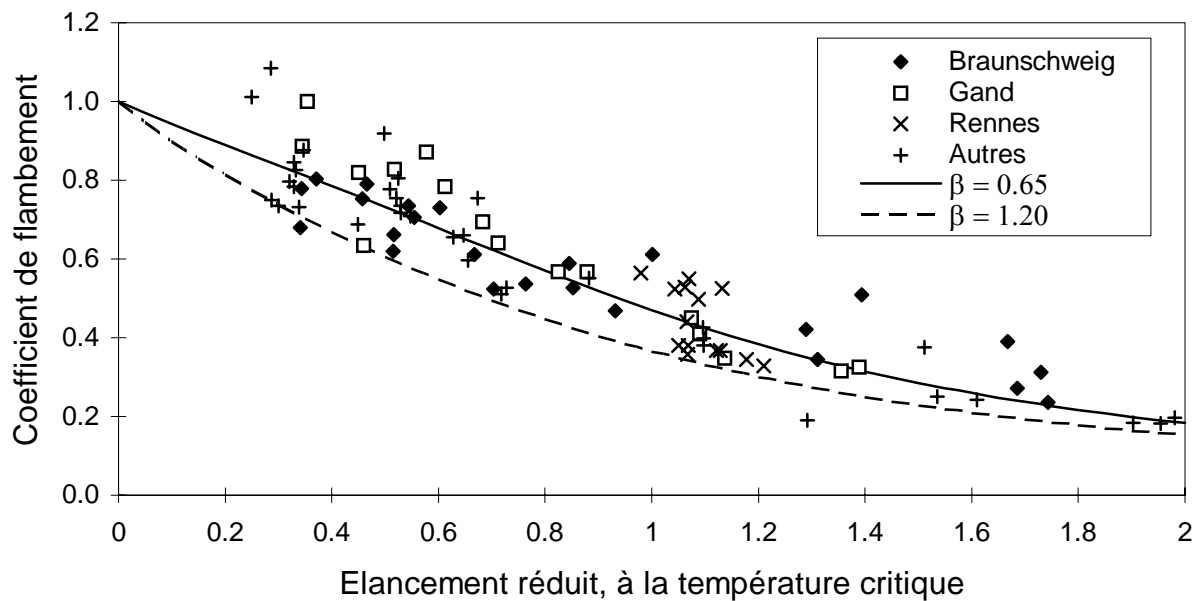


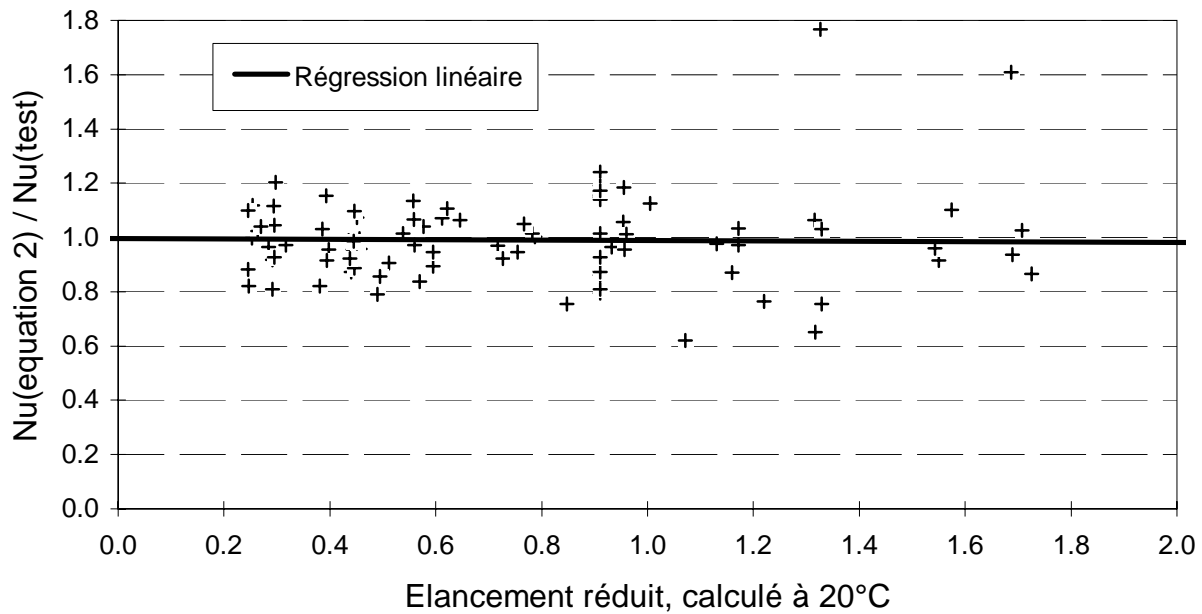
Fig. 10.4 : Essais sous charge centrée

Aucune série d'essais ne semble avoir donné de charges systématiquement plus élevées ou plus faibles que les autres. Les résultats de Braunschweig semblent plus élevés pour les colonnes longues et plus faibles pour les colonnes courtes, alors que les essais de Gand présentent la tendance inverse. Pour l'ensemble des résultats, on observe une variation autour de la moyenne qui peut atteindre 15 % de la charge plastique. Ceci explique qu'il est possible de proposer des formules très différentes si on ne se base que sur une série d'essais provenant d'une seule source.

Les essais réalisés à Rennes concernent tous le même type de profilé et la même longueur. Les charges et les températures critiques varient d'un essai à l'autre. Si la figure 10.4 portait sur l'axe horizontal l'élançement réduit calculé à 20°C, les points correspondant à ces essais seraient situés sur une même verticale. Lorsqu'on représente les résultats de ces essais en fonction de l'élançement réduit calculé à la température de ruine, les valeurs les plus élevées ont tendance à se déplacer vers la gauche et les valeurs les plus faibles vers la droite, s'orientant mieux suivant la tendance générale. L'écart par rapport à une courbe moyenne est plus faible. Ceci confirme expérimentalement le fait qu'il vaut mieux considérer l'élançement réduit à la température critique, comme les analyses numériques l'avaient montré.

On remarque que la valeur de  $\beta = 1.20$ , qui permet à la formule de couvrir les résultats des calculs numériques basés sur les imperfections caractéristiques, est également sécuritaire par rapport aux essais. Pour représenter au mieux, c'est-à-dire en moyenne, les résultats des essais, il faut donner à  $\beta$  la valeur de 0.65. Les 2 courbes de la figure 10.4 ont été établies pour la valeur de 277 MPa, moyenne de la limite élastique pour tous les essais. Les points représentant les essais avec une limite élastique élevée donnent en général des résultats plus favorables que ceux correspondant à une faible limite élastique. Ceci contribue à exagérer l'impression d'une grande différence entre les essais et la formule, sur la figure 10.4. En fait, il faudrait tracer plusieurs courbes correspondant à différentes valeurs de la limite élastique mais, alors, on ne verrait plus à quelle courbe il faudrait comparer chaque point.

Si, pour chaque essai, on détermine le rapport entre la charge ultime calculée par l'équation 10.2 et la charge expérimentale, on obtient la figure 10.5 qui montre que la formule proposée représente bien en moyenne les résultats des essais. Par l'effet du calibrage sur  $\beta$ , on obtient, pour les 92 rapports entre charge calculée et charge mesurée, une valeur moyenne de 0.99. Le coefficient de variation est de 16 %. Ce qui est plus remarquable c'est que le niveau de sécurité de la formule ne dépend pratiquement pas de l'élançement, comme le montre la droite de régression, pratiquement horizontale.



**Fig. 10.5 : Comparaison formule-essais**

On peut montrer que la version 1990 de l'Eurocode 3 est insécuritaire, avec une moyenne de 1.05, et peu précise, avec un coefficient de variation de 19 %. La version de 1995 est plus précise, avec un coefficient de variation de 17 %, mais trop sécuritaire avec une moyenne de 0.93. On peut surtout montrer que, pour les deux versions de l'Eurocode, le niveau de sécurité varie avec l'élanement [FR96a].

Il paraît normal d'essayer, lors du dimensionnement par calcul, de représenter au mieux la moyenne des résultats d'essais. En effet, toute la philosophie de la vérification de la résistance est basée depuis des décennies sur des essais pour lesquels on n'a jamais imposé de série statistique, un seul résultat acceptable étant considéré comme satisfaisant. Pourquoi faudrait-il introduire un facteur de sécurité supplémentaire lorsque l'on passe à un dimensionnement par calcul ? Surtout si on considère que les dimensionnements seront basés sur une valeur garantie de la limite élastique qui, normalement, est obtenue ou dépassée dans 95 % des cas. On verra en outre au paragraphe suivant que la prise en compte d'une excentricité de la charge, toujours présente en pratique, relève légèrement le niveau de sécurité.

### 10.3 COLONNES SOUS CHARGE EXCENTREE

Au C.T.I.C.M., Talamona a étudié, sous la direction de Kruppa, le cas où la charge est appliquée avec une excentricité [TA95a]. Ce paragraphe est consacré à l'exposé de ces travaux dans lesquels nous avons été fortement impliqué et qui complètent nos propres travaux sur les charges centrées.

Comme nos résultats avaient montré une faible influence du type de section, et parce que le nombre de paramètres est ici augmenté de 2, l'excentricité de la charge à chaque extrémité, l'analyse numérique a été limitée à 28 types de section, correspondant à la gamme de profilés comprise entre l'IPE 80 et le HEM 1000. La possibilité d'obtenir une seule courbe d'interaction pour toutes les sections est confirmée par la figure 6 présentant les résultats obtenus pour une température de 400°C et un élancement réduit de 2.00. Chaque groupe de points en comprend 28 et correspond à une valeur de l'excentricité. Le diagramme des moments est constant sur la longueur de la colonne.

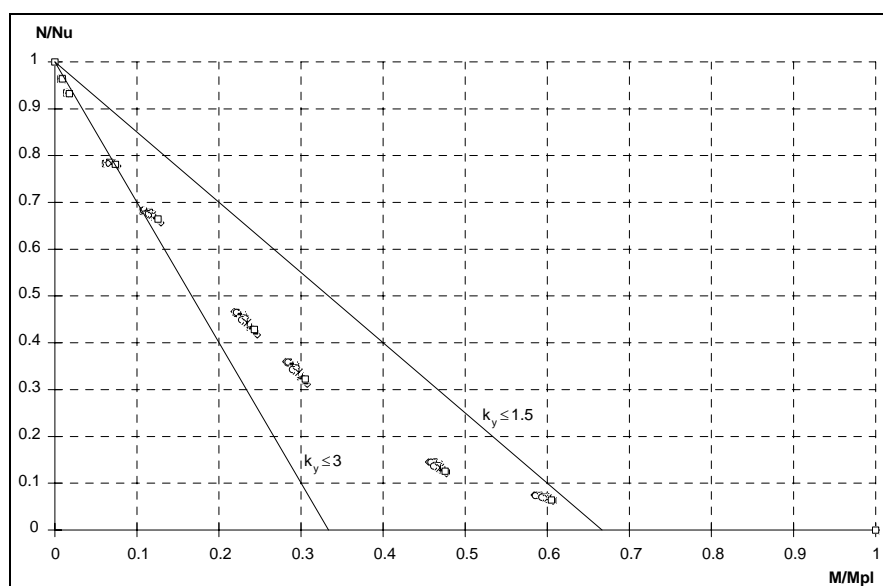


Fig. 10.6 : Interaction M-N

La formule d'interaction de l'Eurocode 3 - Partie 1 [EC-31], et donc celle de l'Eurocode 3 - Partie 2 [EC-32], se présente de la manière suivante :

$$\frac{N}{N_u} + k \frac{M}{M_u} = 1 \quad (10.7)$$

$$\text{avec } k = 1 - \mu \frac{N}{N_u} \leq 1.50 \quad (10.8)$$

où  $\mu$  est fonction de l'élancement, de la forme du diagramme de moment et du rapport



entre module plastique et module élastique de la section,

$N_u$  charge de flambement en l'absence de flexion,

$M_u$  moment ultime de flexion.

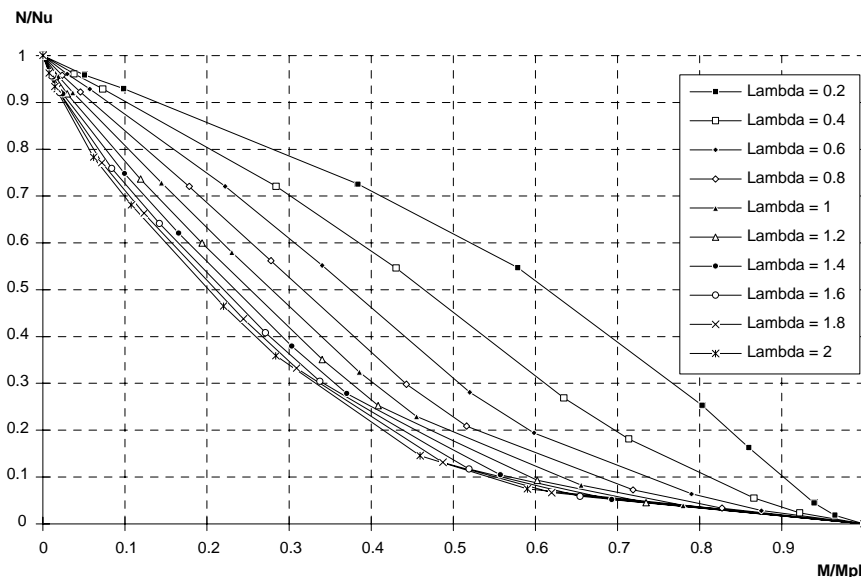
Si on combine les équations 10.7 et 10.8, la formule peut s'écrire de la manière suivante :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} - \mu \frac{N}{N_u} \frac{M}{M_u} = 1 \quad (10.9)$$

Les courbes dessinées par l'équation 10.9 dans le plan  $\left(\frac{M}{M_u}; \frac{N}{N_u}\right)$  sont symétriques par rapport à la bissectrice entre les deux axes. La limitation de  $k$  à 1.50 dans l'équation 10.8 permet d'introduire la dissymétrie qui est observée à température ordinaire. La droite notée  $k_y \leq 1.5$  sur la figure 10.6 est une limite. Aucun point ne devrait se trouver à gauche de cette droite. Les simulations menées à température élevée montrent que cette limite doit être étendue et qu'il vaut mieux admettre  $k < 3$  à température élevée.

Il a aussi été montré par le calcul que les résultats sont très semblables quelle que soit la température critique, dans la plage de température comprise entre 400 et 800°C, et que les résultats à 900°C sont plus favorables. L'étude complète n'a donc été menée que pour 400°C, température qui donne des résultats représentant bien la moyenne de tous ceux qu'on peut obtenir entre 400 et 800°C.

L'essentiel du travail numérique a consisté à définir la manière dont varie  $\mu$  en fonction de l'élancement et de la forme du diagramme de moment. La figure 10.7 donne, par exemple, l'évolution de la courbe d'interaction en fonction de l'élancement pour un HEB200 fléchissant suivant l'axe faible. On passe d'une forme concave pour  $\bar{\lambda} = 2.00$ , donc une valeur de  $\mu$  négative, à une forme convexe pour les colonnes courtes, donc une valeur de  $\mu$  positive.



**Fig. 10.7 : Courbe d'interaction à 400°C pour une HEB 200**

Finalement, on est arrivé à la proposition suivante :

$$\frac{N}{N_u(\theta)} + k \frac{M}{M_u(\theta)} = 1 \quad (10.10)$$

avec  $M_u(\theta)$  moment plastique à chaud

$N_u(\theta)$  charge de flambement calculée par l'équation 10.2

$$k = 1 - \mu \frac{N}{N_u(\theta)} \leq 3 \quad (10.11)$$

$$\mu = -0,84 \bar{\lambda}(\theta)(\psi + 1) - 0,50\psi + 1,00 \leq 0,80 \quad , \quad \text{pour le flambement} \\ \text{suivant l'axe faible} \quad (10.12)$$

$$\mu = -1,40 \bar{\lambda}(\theta)(\psi + 1) - 0,31\psi + 1,09 \leq 0,80 \quad \text{pour le flambement} \\ \text{suivant l'axe fort} \quad (10.13)$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} \quad -1 \leq \psi \leq 1 \quad (10.14)$$

$M_1$  et  $M_2$  moments de flexion aux extrémités.

On limite  $\bar{\lambda}(\theta)$  à 1.10 dans l'équation 10.13.

La comparaison de la formule 10.10 avec des résultats expérimentaux a été effectuée à partir d'une base de donnée établie dans le cadre de cette étude et comptant 160 résultats d'essais : les 92 essais avec petite excentricité mentionnés au paragraphe précédent, 56 essais avec grande excentricité provenant de la littérature et 8 essais originaux réalisés par le C.T.I.C.M. avec des charges fortement excentrées, [TA95b]. La figure 10.8 montre comment se distribuent les 156 résultats expérimentaux par rapport aux températures critiques calculées. La moyenne des rapports entre température calculée et température observée est de 0.95 et l'écart type de 0.18. Comme la distribution est décalée du côté sécuritaire, 72 % des résultats calculés sont inférieurs aux résultats observés tandis que seulement 8 % des températures calculées dépassent de plus de 10 % les températures mesurées, voir figure 10.9.

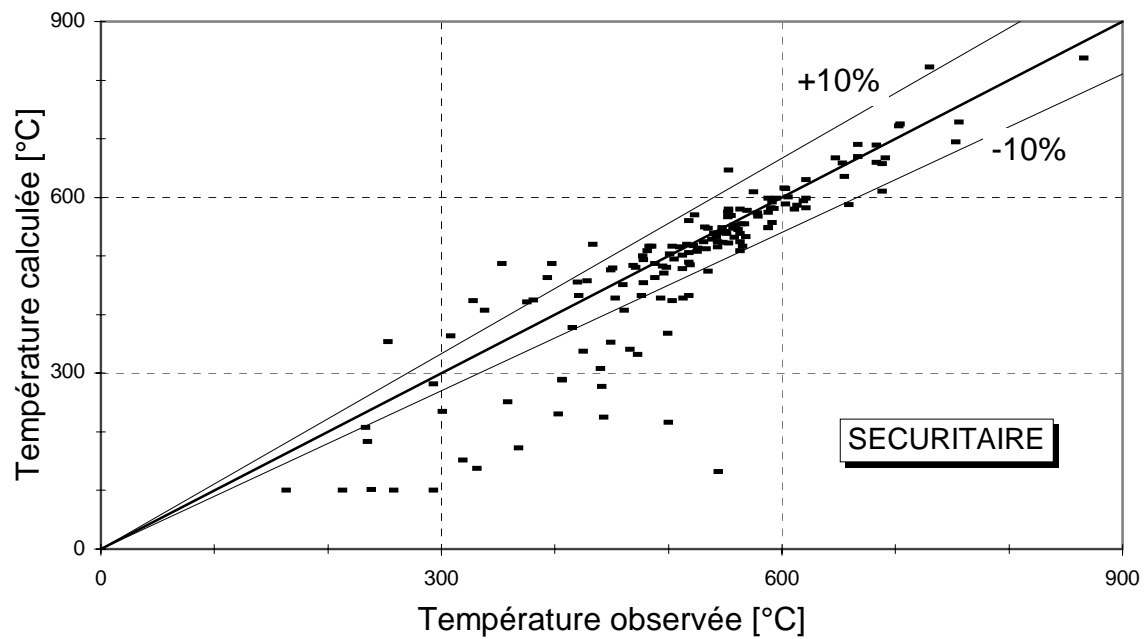


Fig. 10.8 : Comparaison avec 160 résultats d'essais

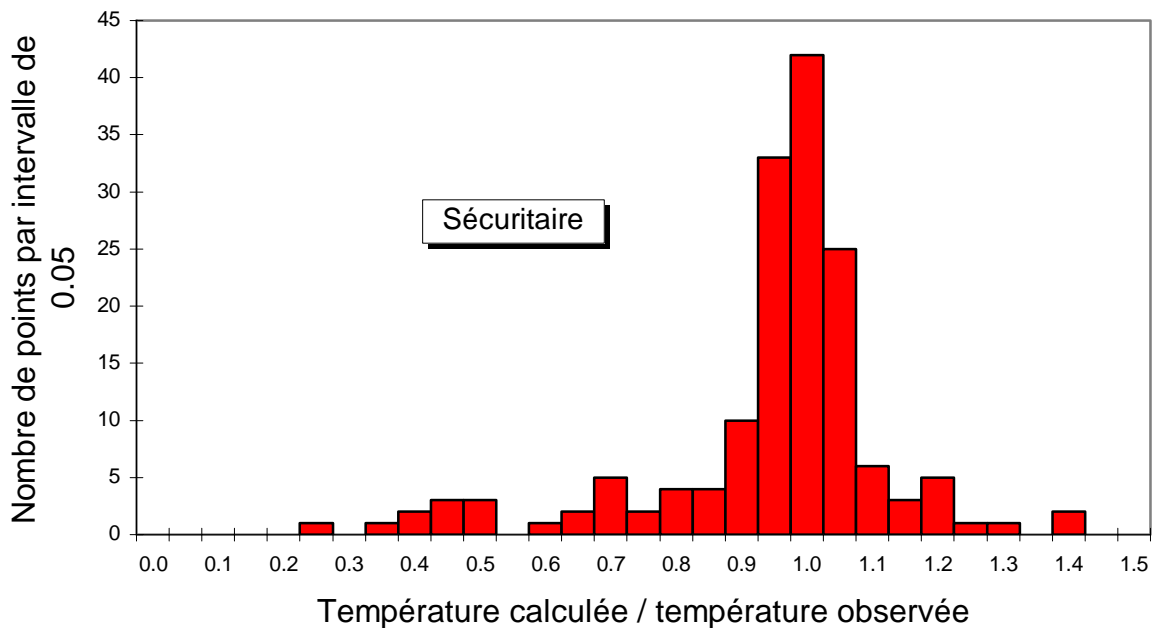


Fig. 10.9 : Histogramme

#### 10.4 COLONNES DANS UN ENVIRONNEMENT COMPORTANT 2 ZONES DE TEMPERATURE

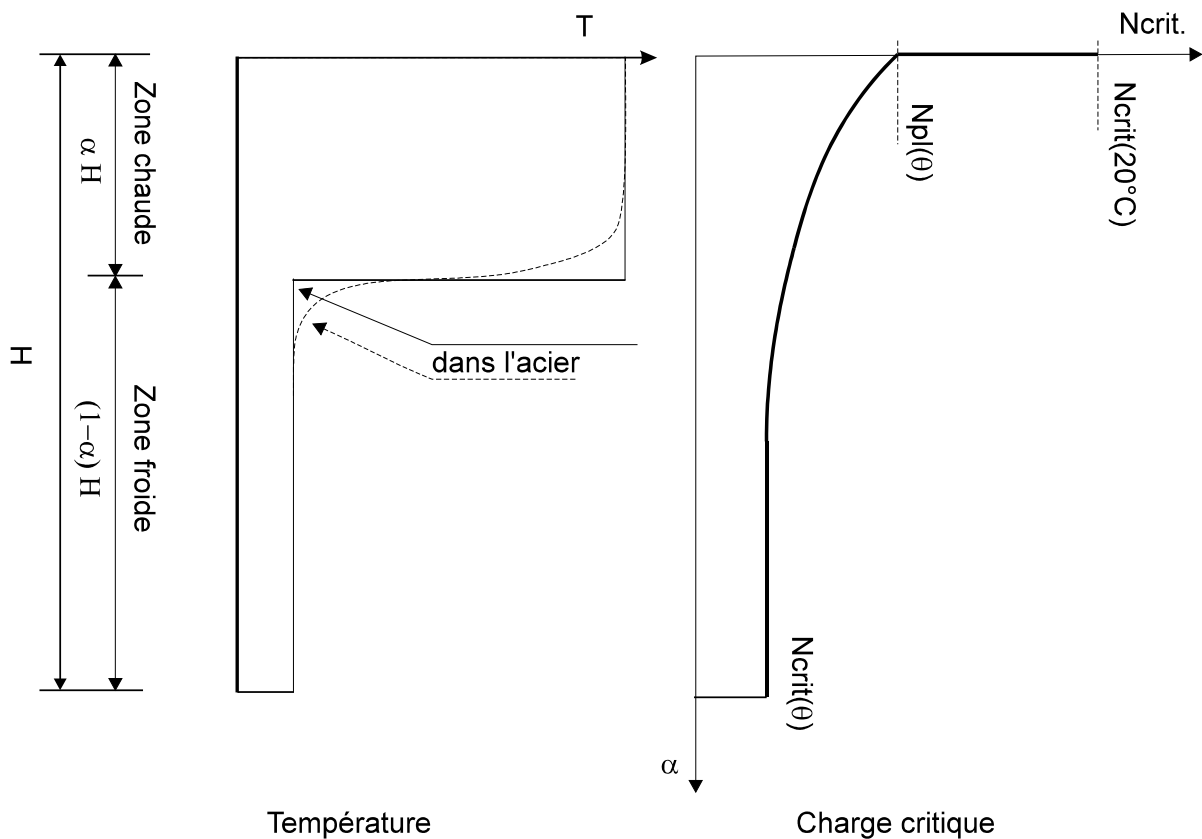
Dans le cadre d'une recherche sur le développement des incendies dans les locaux très volumineux, on a été amené à considérer que la répartition des températures n'est pas homogène à l'intérieur du compartiment. Les gaz chauds se stratifient dans la partie supérieure du volume, formant la zone chaude, tandis que la partie inférieure est peu influencée par l'incendie et forme une zone froide. Ce modèle est valable pour un foyer de taille réduite par rapport au compartiment, c'est-à-dire avant l'embrassement généralisé ou *flash-over*. La question s'est posée du comportement d'une colonne qui aurait le pied à 20°C

et la tête dans la zone chaude. Comment varierait sa charge de ruine en fonction de la longueur de la partie froide ? Cette partie restée froide pourrait-elle relever significativement la charge critique par rapport au cas où l'ensemble de la colonne est échauffé ?

Dans un premier temps, on a étudié l'aspect thermique de la question. Si la sollicitation thermique est celle du compartiment divisé en deux zones, elle présente une discontinuité au niveau de la séparation entre ces deux zones. La partie inférieure de la colonne est environnée par de l'air à 20°C et, sans transition, la partie supérieure est environnée par les gaz chauds. Au sein de la colonne, un flux longitudinal de chaleur se produit et la distribution de température est continue comme l'indique de manière schématique la figure 10.10. Des calculs simples, basés sur l'hypothèse d'une température uniforme au sein de la section droite, montrent que la longueur de transition entre zones au sein de la colonne est relativement courte, de l'ordre de quelques décimètres. Ceci semble contredire l'opinion générale que l'acier est bon conducteur de la chaleur, basée sur l'expérience douloureuse de l'aiguille tenue entre les doigts et dont on chauffe l'autre extrémité à la flamme d'une bougie. En fait, l'échelle de grandeur de cette expérience est le centimètre. En passant au décimètre, l'échelle longitudinale est multipliée par 10 tandis que la surface en contact avec l'air à 20°C par laquelle l'énergie quitte la section est multipliée par 100. On a pu vérifier expérimentalement cette chute de température sur quelques décimètres dans une barre en acier. Des essais de traction sur barres en acier de 25 mm de diamètre ont été effectués au service Ponts et Charpentes. Alors que la partie centrale des barres était portée à 500 ou 600°C dans le four, la partie située en dehors du four pouvait être touchée sans presque aucune sensation de chaleur.

Suite aux conclusions de cette étude thermique, on a examiné le comportement statique des colonnes comme si la température au sein de l'acier présentait la même discontinuité que la température ambiante. Il faut toutefois remarquer que la discussion précédente n'intéresse que les colonnes non protégées, la présence d'une isolation thermique allongeant évidemment la zone de transition au sein de la colonne.

La figure 10.10 est relative à une colonne de hauteur  $H$  dont une partie,  $(1-\alpha)H$ , est à 20°C et une partie,  $\alpha H$ , à une température élevée. La rotation aux deux extrémités est soit libre, soit bloquée, et le déplacement horizontal du noeud supérieur est soit libre, soit bloqué.



**Fig. 10.10 : Colonne dans un environnement 2 zones**

Si  $\alpha = 0$ , la charge de ruine du poteau est celle qu'on peut calculer à 20°C. Elle est notée  $N_{crit}(20^\circ\text{C})$  sur la figure 10.10.

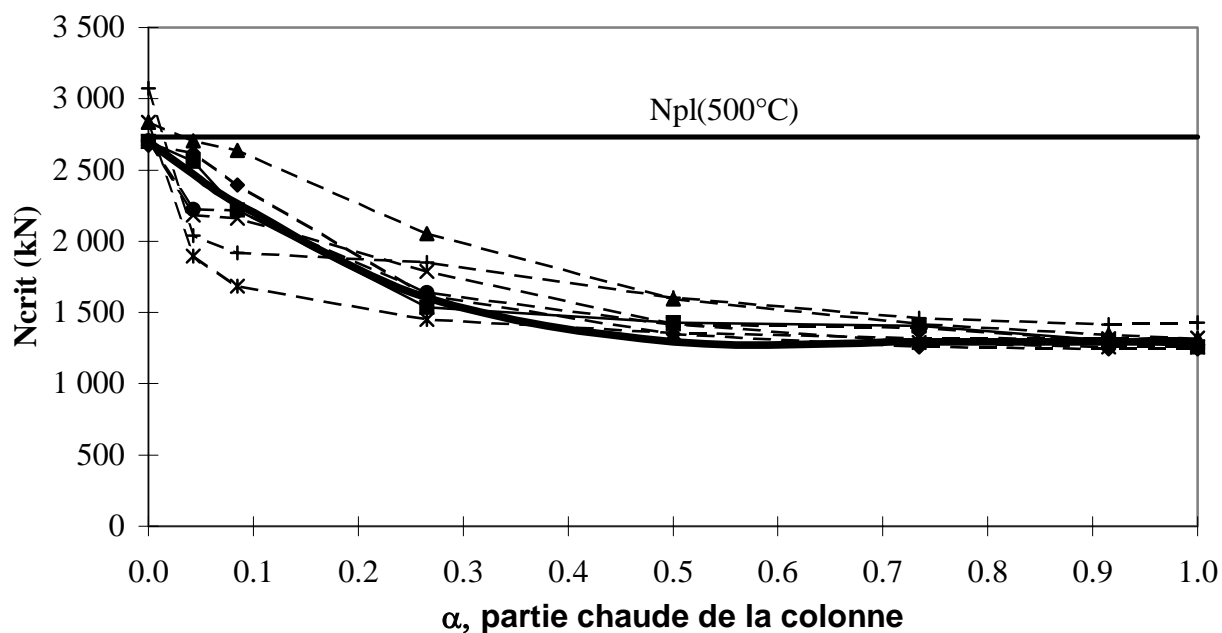
Pour  $\alpha = \varepsilon$ , avec  $\varepsilon$  très petit, la colonne ne peut pas supporter plus que la charge plastique de la section à température élevée,  $N_{pl}(\theta)$ , souvent beaucoup plus faible que  $N_{crit}(20^\circ\text{C})$ , surtout si  $\theta$  est élevé. Cette situation s'est présentée de manière spectaculaire dans un des premiers essais effectués par le B.R.E. sur un bâtiment construit spécialement pour l'occasion à Cardington. Les colonnes métalliques devaient être protégées thermiquement mais, suite à une erreur, 20 à 30 cm de la partie supérieure, juste sous le noeud poutre-colonne, ont été laissés sans protection. Au cours de l'essai, l'acier a atteint des températures de l'ordre de 900°C et la partie sans protection s'est complètement écrasée, sa longueur passant de 30 à 5 cm.

La figure 10.11 donne quelques résultats numériques obtenus sur une HEB300 à 500°C dans différentes conditions d'appui, pour un élancement de 0.80. On remarque que, sauf pour certaines conditions d'appui, il n'y a pas de relèvement de la charge critique si on ne protège pas au moins la moitié de la longueur de la colonne, c'est-à-dire si  $\alpha \geq 0,5$ . On peut considérer de manière approchée que la variation est parabolique pour  $\alpha \leq 0,5$ .

$$N_{crit} = 4 (N' - N_{crit}(\theta)) \eta (\eta - 1) + N' \quad (10.15)$$

avec  $N' = \text{minimum}(N_{crit}(20^\circ\text{C}); N_{pl}(\theta))$

et  $\eta = 1 - \alpha$ , la partie froide.



**Fig. 10.11 : Charge ultime d'une colonne dans un environnement 2 zones**

Comme le gain apporté par la partie de la colonne restée froide est, de toute façon, assez faible, il est inutile de pousser les travaux plus avant. La formule simplifiée 10.15, qui ne différencie pas les conditions d'appui, suffit en pratique.

## 10.4 CONCLUSION

Le comportement des colonnes métalliques en cas d'incendie a été étudié lors d'une campagne de calculs numériques très importante. Le cas traité est celui des profilés laminés en double té, soumis à une distribution de températures élevées, uniformes ou non, mais symétriques par rapport à la section. La charge de compression est appliquée avec ou sans excentricité.

Cette étude numérique a permis d'identifier les paramètres qui doivent être pris en compte dans une formule simple représentant les résultats et ceux qui jouent un rôle négligeable. Pour les colonnes soumises à charge centrée, une courbe de flambement a été proposée, différente de celles qui sont utilisées à température ordinaire. Pour les colonnes soumises à charge excentrée, une formule d'interaction proposée permet aussi de représenter les résultats de manière satisfaisante.

Les formules proposées ont été calibrées et vérifiées par comparaison avec de très nombreux résultats expérimentaux trouvés dans la littérature ou résultant d'essais originaux. Le niveau de sécurité fourni par les formules est le même que celui des essais, voire légèrement supérieur. Il ne dépend pas de l'élanement des colonnes.

Par rapport au cas d'une colonne influencée sur toute sa longueur par l'incendie, il est nécessaire que plus de la moitié de la longueur ne soit pas affectée par les températures élevées pour que la charge de ruine s'en trouve augmentée.

# Chapitre 11

## CALCUL DES COLONNES EN BETON ARME

### 11.1 INTRODUCTION

Pour le calcul au feu des éléments fléchis en béton armé, il existe des méthodes de calcul simples donnant en général satisfaction. On peut citer, en Belgique, celles figurant dans l'ouvrage de la Commission Belge de Recherche Incendie que M. Baus a présidée et dont M. Dotreppe fut le rapporteur et le rédacteur principal [DO83]. Au niveau international, on trouve de telles méthodes dans les recommandations du CEB [CE-90] et dans l'Eurocode 2 - Partie 2 [EC-22]. Ces méthodes sont basées sur un calcul plastique ne prenant en compte que la section droite comprise à l'intérieur de l'isotherme à 500°C.

Pour les colonnes, des méthodes simples basées sur le calcul plastique ne sont pas satisfaisantes. En effet, lorsque la section utile de la colonne diminue progressivement au fur et à mesure que l'onde de chaleur pénètre vers l'intérieur, cette réduction de section a pour effet d'augmenter l'élanement et donc le risque d'instabilité globale. En fait, le flambement des colonnes en béton armé, qui n'est déjà pas facile à appréhender à température ordinaire, n'a pas encore été modélisé d'une manière satisfaisante pouvant être utilisée par les auteurs de projets pour le dimensionnement des colonnes soumises à l'incendie. On peut cependant mentionner deux contributions significatives récentes, ayant chacune leurs limites, [HE93a] et [AN93]. Ces deux méthodes nécessitent le recours à des diagrammes donnant la répartition des températures sur la section droite des éléments, à différents moments. La méthode de Anderberg doit encore être calibrée [AN93] et celle de Hertz [HE93a] ne donne de résultats acceptables que si on se base sur la méthode de calcul à froid proposée par Rankine en 1858 et qui n'est plus guère utilisée [RA58].

Une conséquence de l'absence de méthode de calcul bien établie est qu'actuellement le dimensionnement pratique des colonnes en béton armé est basé sur des tables qui donnent la charge admissible en fonction des deux seuls paramètres suivants : les dimensions des éléments et les épaisseurs d'enrobage.



Pour tenter d'apporter une solution au problème, il a été décidé de prendre appui sur les deux mêmes piliers que pour les colonnes en acier : la simulation numérique et la voie expérimentale.

## 11.2 CAMPAGNE EXPERIMENTALE BELGE

Deux laboratoires ont été particulièrement actifs dans le domaine des essais en vraie grandeur sur colonnes en béton armé soumises au feu : celui de la Technische Universität Braunschweig [HA86] et celui du National Research Council of Canada [LI88]. Cependant, les résultats expérimentaux produits par ces deux centres de recherche ne sont pas suffisants pour donner une image complète de la situation.

Des 47 essais de Braunschweig, 4 seulement ont atteint une résistance de 2 heures, et 20 d'entre eux n'ont même pas duré une heure. Seuls les 3 types de sections suivants ont été testés :

section de  $200 \times 200 \text{ mm}^2$  avec  $4 \phi 14$ , soit 1,2 % d'acier, pour 6 colonnes ;

section de  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  avec  $6 \phi 20$ , soit 2 % d'acier, pour 25 colonnes ;

section de  $200 \times 200 \text{ mm}^2$  avec  $4 \phi 20$ , soit 3,1 % d'acier, pour 16 colonnes.

On remarque que les pourcentages d'armature adoptés sont plus élevés que ceux qui sont normalement utilisés.

Des 23 essais d'Ottawa, par contre, 21 ont atteint ou dépassé 3 heures de résistance. Les pourcentages d'armatures longitudinales s'échelonnent entre 2,2 et 4,4 %, sauf dans un cas ! Toutes les colonnes d'Ottawa ont la même longueur.

Un programme expérimental a donc été entrepris conjointement par les Universités de Gand et de Liège avec le soutien du Fonds de la Recherche Fondamentale Collective. Les essais belges résumés dans ce paragraphe, ainsi que les principaux paramètres des essais canadiens et allemands, sont donnés en détail dans les publications [DO93b], [DO95a], [DO95b] et [DO95c].

Le tableau 11.1 reprend les paramètres des essais réalisés en Belgique. Toutes les colonnes sont biarticulées. Les colonnes de 3,90 m ont été testées à Gand et les colonnes courtes de 2,10 m à Liège. Dans ce tableau,  $c$  représente la couverture de béton sur les armatures et  $e$ , l'excentricité de la charge aux deux extrémités. Pour chaque essai, une charge  $N_{\text{appl}}$  a été déterminée numériquement en vue d'obtenir une résistance au feu prévue  $R_f$ . Cette charge est mise en place avant la montée en température du four suivant la courbe ISO. Dans certains cas, on observe la perte d'équilibre avant que la résistance au feu prévue  $R_f$  ne soit atteinte. Dans les autres cas, après que la résistance prévue  $R_f$  soit atteinte, on augmente progressivement la charge et la ruine survient sous une charge  $N_{\text{max}}$ , correspondant à une résistance  $R_f$  quelque peu supérieure à celle prévue.

A part les tests 35A et 33B pour lesquels le pourcentage d'armatures longitudinales est de 2,2 %, les pourcentages adoptés sont compris entre 0,9 et 1,2 %.

DESCRIPTION ET RESULTATS DE LA SERIE D'ESSAIS DE GAND ET DE LIEGE									
N°	Section (mm <sup>2</sup> )	Arm.	L (m)	c (mm)	e (mm)	N <sub>appl</sub> (kN)	N <sub>max</sub> (kN)	R <sub>f</sub> prévue (min.)	R <sub>f</sub> exp (min.)
31 B	300 x 300	4φ16	3.9	25	0/0	890	950	60	61
31 C	300 x 300	4φ16	3.9	25	0/0	345	622	120	120
31 D	300 x 300	4φ16	3.9	25	20/20	208	220	120	125
31 E	300 x 300	4φ16	3.9	25	-20/20	352	664	120	128
31 F	300 x 300	4φ16	3.9	25	0/0	422	422	120	116
32 A	300 x 300	4φ16	3.9	40	20/20	304	349	120	123
33 A	300 x 300	4φ25	3.9	25	20/20	304	304	120	69
33 B	300 x 300	4φ25	3.9	25	20/20	250	475	120	120
34 A	300 x 300	4φ16	3.9	25	20/20	344	370	120	126
35 A	300 x 300	4φ25	3.9	40	20/20	425	425	120	66
41 A	400 x 400	8φ16	3.9	25	20/20	1650	1650	120	93
42 A	400 x 400	4φ25	3.9	25	20/20	1680	1680	120	34
21 A	200 x 300	6φ12	3.9	25	20/20	155	300	60	60
21 B	200 x 300	6φ12	3.9	25	20/20	60	178	120	120
22 A	200 x 300	6φ12	3.9	35	20/20	170	283	60	60
22 B	200 x 300	6φ12	3.9	35	20/20	68	334	120	120
31 BC	300 x 300	4φ16	2.1	25	0/0	820	1270	60	63
31 CC	300 x 300	4φ16	2.1	25	0/0	298	803	120	123
33 AC	300 x 300	4φ25	2.1	25	0/0	878	878	60<R <sub>f</sub> <120	69
21 BC	200 x 300	6φ12	2.1	25	0/0	611	611	60<R <sub>f</sub> <120	107
22 BC	200 x 300	6φ12	2.1	35	0/0	620	620	60<R <sub>f</sub> <120	97

Tableau 11.1 : Essais belges

Deux constatations peuvent être effectuées à la simple lecture de ce tableau.

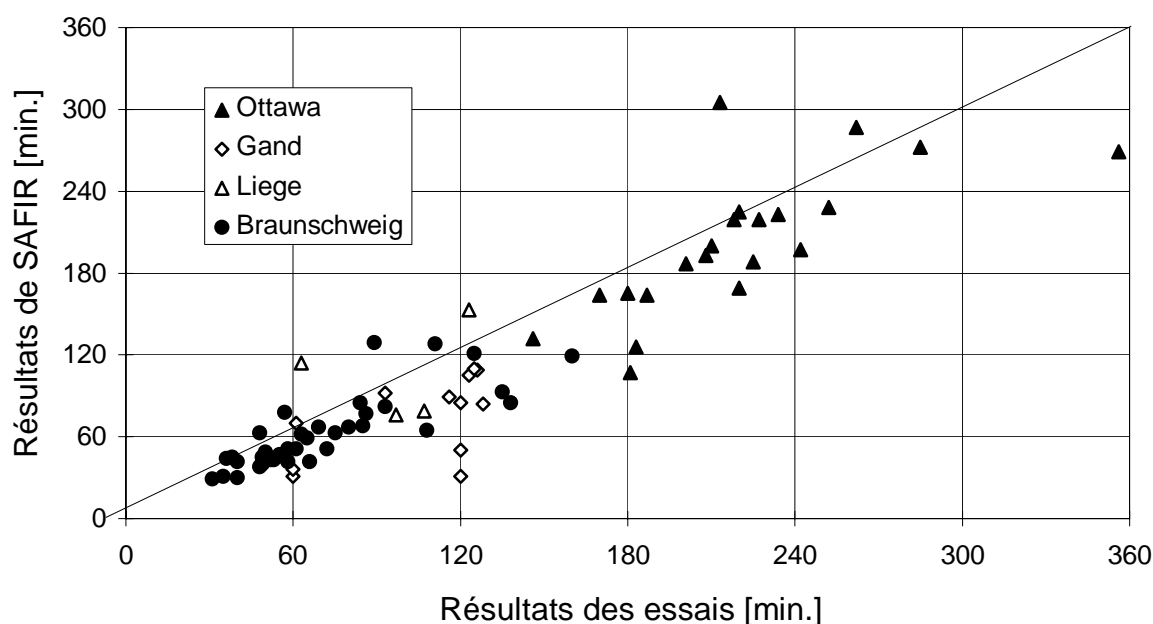
1. Les colonnes armées avec des barres de 25 mm donnent souvent des résistances beaucoup plus faibles que prévu. Pour ces colonnes, des éclatements importants du béton autour des armatures ont été observés. Ce phénomène est observé même avec un enrobage important comme c'est le cas pour la colonne 35A. Cette influence du diamètre des barres démontre un effet structurel qui, à notre connaissance, n'a pas été rapporté dans la littérature, probablement parce que les auteurs attaquent systématiquement le problème de l'éclatement sous l'angle du matériau béton uniquement. L'influence défavorable des barres de grand diamètre pourrait être due à une différence de dilatation thermique entre acier et béton causée, d'une part, par des écarts locaux de températures et, d'autre part, par un coefficient de dilatation thermique différent entre les deux matériaux. L'auréole de transition entre acier et béton a bien sûr une surface plus grande pour les barres de grand diamètre et pourrait aussi jouer un rôle. Enfin, la barrière que la barre constitue pour la vapeur d'eau en migration est plus difficilement contournable et pourrait créer une zone de vapeur sursaturée engendrant de fortes tractions internes ; ce phénomène serait un peu analogue à celui prévu par la théorie du *moisture clog* dans les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires. Le problème mériterait une analyse détaillée mais, les

financements espérés n'ayant pas été accordés pour le faire, nous nous sommes consacrés à d'autres tâches. Une recherche expérimentale est actuellement en cours à Liège pour confirmer l'effet structurel défavorable des armatures de grand diamètre. Considérant que le phénomène de l'éclatement est un problème qui reste à résoudre, il a finalement été décidé de ne pas prendre en compte les résultats des 5 tests réalisés en Belgique avec des barres de diamètre égal à 25 mm. Toute règle de calcul établie en excluant ces essais ne peut donc être valable que si des précautions suffisantes ont été prises pour limiter de manière acceptable le phénomène d'éclatement. D'après les résultats des essais, on peut recommander par exemple de privilégier les faibles diamètres. Il conviendra aussi, pour un essai à réaliser dans un four, de prévoir au moins 3 mois entre la date de fabrication et la date de l'essai.

2. Les résultats présentent une grande variabilité. Si, par exemple, on compare l'essai 31C et l'essai 31F, on constate qu'ils ne diffèrent que par la charge appliquée ; or, si une charge de 622 kN donne une résistance de 120 minutes, une charge de 422 kN, plus faible, ne donne que 116 minutes. La comparaison est encore plus frappante entre les essais 22A et 22B. De cette grande variabilité, on peut tirer deux conclusions.

Tout d'abord, il importe que la base expérimentale sur laquelle se fonde une méthode de calcul simple soit aussi large que possible. On pourrait en effet arriver à des conclusions très différentes en considérant telle ou telle série peu étendue de résultats. Les deux méthodes de calcul présentées par la suite sont basées sur les résultats de 76 tests, 16 réalisés en Belgique, 39 en Allemagne et 21 au Canada.

Ensuite, il faut se rendre compte qu'aucune méthode de calcul ne permettra jamais de prédire le type de résultat que donnent les essais 22A et 22B pour lesquels la résistance augmente lorsque la charge appliquée augmente. Toute méthode, quel que soit son niveau de sophistication, donnera toujours des écarts avec les essais de laboratoire pour peu qu'on envisage un nombre d'essais significatif. Ceci résulte du caractère variable des résultats expérimentaux. A titre d'exemple, le code SAFIR, qui constitue une méthode de calcul assez sophistiquée, permet de recalculer les 76 essais de laboratoire et d'établir le diagramme de la figure 11.1.



**Fig. 11.1 : Durées de résistance suivant les essais et suivant SAFIR**

On constate ainsi que, dans l'ensemble, la méthode de calcul numérique permet d'obtenir une bonne estimation de la résistance au feu, malgré les variations observées. On remarque également que les essais belges, dont la durée est souvent proche de 2 heures, occupent bien un domaine intermédiaire entre celui des essais allemands dont la durée est proche de 1 heure et celui des essais canadiens, dont la durée dépasse 3 heures.

L'ensemble des rapports «durée calculée sur durée observée» a une valeur moyenne de 0.89 et un coefficient de variation de 26 %, voir figure 11.2. Il serait assez illusoire d'escompter réduire fortement cette variation par l'emploi d'une méthode de calcul simplifiée.

On remarque aussi sur la figure 11.2 que les essais belges sont ceux qui donnent les plus grandes variations. Cela peut être dû à la procédure d'essai adoptée, consistant à augmenter la charge après avoir atteint la durée de résistance prévue, au lieu d'attendre la ruine en maintenant la charge constante, comme c'était le cas à Ottawa et à Braunschweig.

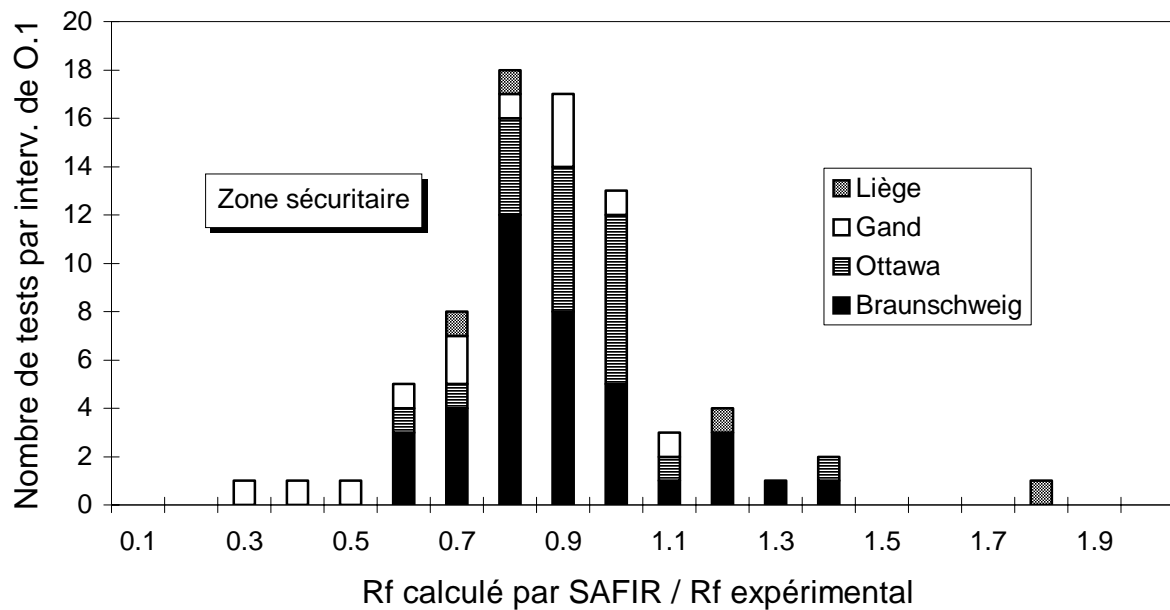


Fig. 11.2 : Histogramme des rapports Rf SAFIR/Rf Test

### 11.3 PARAMETRES SIGNIFICATIFS

L'influence des différents paramètres sur la durée de résistance au feu des colonnes en béton armé a été tout d'abord examinée à la lumière des résultats expérimentaux. Le programme SAFIR a été utilisé en appui, soit pour obtenir des informations dans des zones intermédiaires de variation des paramètres non couvertes par les essais, soit pour mieux mettre en lumière l'influence de certains paramètres en cas de fortes variations.

La manière dont on a pu dégager l'influence des divers paramètres a été décrite en détail dans les diverses publications mentionnées au paragraphe 11.2. On reprend ici la synthèse des conclusions obtenues.

Le **taux de chargement**  $\eta$  est défini comme le rapport entre la charge appliquée et la charge de calcul de la colonne à température ambiante. Ce rapport ne devrait, normalement, pas dépasser une valeur voisine de 0.70 ; sa valeur précise dépend de la proportion de charge permanente et de charge variable. On observe, comme on pouvait s'y attendre, une diminution des durées de résistance lorsque le taux de chargement augmente. Cependant, même pour des colonnes surchargées dans certains essais où  $\eta$  est proche de 1, la durée de résistance n'est pas nulle, étant donné la prise en compte des coefficients partiels de sécurité appliqués aux matériaux pour l'évaluation de la charge de calcul.

L'**enrobage des armatures** joue, en principe, un rôle positif puisqu'il ralentit leur échauffement. Ce rôle positif a en effet été observé mais l'accroissement de résistance obtenu par une augmentation de l'enrobage n'est pas aussi important que celui donné par les recommandations FIP/CEB ou par l'Eurocode 2. Ceci peut s'expliquer par le fait que, en cas de flambement, les armatures couvertes par un plus grand enrobage ont un bras de levier plus

faible et contribuent moins à l'inertie de la section, même si elles s'échauffent moins vite. On est en présence de deux effets antagonistes et ce n'est que la prise en compte du second qui permet d'expliquer pourquoi, dans certains cas, la résistance chute alors que l'enrobage augmente.

En ce qui concerne **la massivité**, on observe que si les sections de 200 x 300 mm<sup>2</sup> atteignent facilement une résistance de 1 heure, il faut souvent passer à des sections de 300 x 300 mm<sup>2</sup> pour obtenir une résistance de 2 heures, sauf si on réduit fortement la charge.

**Les armatures** de gros diamètre semblent être défavorables comme on l'a déjà signalé pour les barres de 25 mm. Il est préférable d'adopter un plus grand nombre de barres de petits diamètres plutôt que quelques barres de grands diamètres.

**La longueur de la colonne et l'excentricité de la charge** sont deux paramètres qui, lorsqu'ils augmentent, diminuent la durée de résistance au feu. Cela peut paraître évident mais il faut bien comprendre que les comparaisons doivent se faire pour un même taux de chargement. Donc, si deux colonnes ont des longueurs différentes, la charge de calcul de la plus longue est, normalement, plus faible à cause du phénomène de flambement déjà présent à 20°C. Si les deux colonnes sont testées dans un four avec le même taux de chargement, la charge est plus faible sur la colonne longue que sur la colonne courte. Malgré cette charge plus faible, on observe que la résistance au feu est moindre pour la colonne la plus élancée. On peut expliquer ce phénomène en remarquant que la section utile de la colonne se rétrécit au fur et à mesure que les couches extérieures s'échauffent et voient leurs caractéristiques mécaniques diminuer. Au cours de l'incendie, l'élancement de la colonne augmente fortement à cause de cette réduction de section. En d'autres termes, des colonnes qui ne sont pas sensibles au flambement à température ordinaire peuvent le devenir au cours de l'exposition au feu. Un des aspects les plus intéressants de la campagne expérimentale belge est d'avoir permis l'étude de ce phénomène par la réalisation d'essais semblables en tout point, sauf pour la longueur des colonnes : 3.90 m à Gand et 2.10 à Liège.

D'autres paramètres ont bien entendu également une influence directe sur la résistance au feu mais ils sont déjà pris en compte dans le taux de chargement. C'est le cas, par exemple, de la résistance du béton.

## 11.4 METHODE DE CALCUL DE TYPE I

Ce paragraphe est consacré à une première méthode de calcul de la résistance au feu des colonnes en béton armé dont l'origine remonte au travail de fin d'études de Vanderzeypen à Liège [VA94].

La base de cette méthode est totalement empirique. On a analysé à la lumière des résultats d'essais et des calculs numériques la manière dont les différents paramètres influencent le résultat final. En fonction des observations, on a fait le choix, pour chaque paramètre, d'une forme de loi analytique décrivant l'évolution de la résistance en fonction de ce paramètre : par exemple, la durée de résistance au feu varie linéairement en fonction de

l'enrobage. A l'aide d'un outil statistique simple, on a déterminé les coefficients des différentes fonctions choisies, de manière à obtenir un bon accord avec les essais.

La formule finalement établie est la suivante :

$$R_f = R_b + R_a + R_L + R_e + R_n + R_\eta \quad (11.1)$$

avec  $R_f$  résistance au feu en minutes,

$$R_b = 0,68 \times 1,13^b \quad (11.2)$$

terme qui tient compte de la massivité de la section,  
avec  $b$ , le quart du périmètre, en cm,

$$R_a = 1,08 (a - 25) \quad (11.3)$$

terme qui tient compte de la position des barres,  
avec  $a$ , la distance entre l'axe des barres et la face exposée, en mm,

$$R_L = 21,7 (5 - L) \quad (11.4)$$

terme qui tient compte de la longueur de flambement,  
avec  $L$ , la longueur de flambement, en m,

$$R_e = 0,54 (20 - e) \geq 0 \quad (11.5)$$

terme qui tient compte de l'excentricité de la charge,  
avec  $e$ , l'excentricité, en mm,

$$R_n = 10 \quad (11.6)$$

s'il y a plus de 4 barres longitudinales, sinon  $R_n = 0$ , et

$$R_\eta = 99 (0,77 - \eta) \quad (11.7)$$

terme qui tient compte du taux de chargement,  
avec  $\eta$ , le taux de chargement.

L'avantage évident de cette méthode est sa rapidité d'application. Par exemple, on calcule immédiatement que pour une colonne de  $300 \times 300 \text{ mm}^2$ , longue de 4 mètres, armée de 4 barres longitudinales dont l'axe est à 30 mm des faces, où la charge excentrée de 20 mm donne un taux de chargement  $\eta$  de 70 %,

$$R_f = 26,6 + 5,4 + 21,7 + 0 + 0 + 69,3 = 123 \text{ minutes.}$$

Le seul paramètre non trivial, qui est le taux de chargement, est malgré tout obtenu assez rapidement puisque la charge de calcul à froid a de toute façon dû être calculée, indépendamment de toute considération relative à l'incendie.

On peut, en dérivant l'équation 11.1, retrouver l'influence des différents paramètres sur la résistance au feu.

- $R_f$  augmente d'environ 1 minute par mm d'enrobage supplémentaire, éq. 11.3,  
 $R_f$  diminue d'environ 20 minutes pour chaque mètre de longueur de la colonne en plus, éq. 11.4,  
 $R_f$  diminue d'environ 5 minutes pour chaque centimètre d'excentricité de la charge en plus, éq. 11.5,  
 $R_f$  diminue d'environ 1 minute pour chaque pourcent de la charge de calcul en plus, éq. 11.7.

Pour une section carrée de 300 mm de côté,  $R_f$  augmente de 3 minutes pour chaque augmentation du côté de 1 cm, éq. 11.2.

L'approche suivie pour le développement de cette méthode est purement empirique. On a observé ce qui se passe et on a transcrit les résultats sous forme d'équation, sans chercher à donner d'explication physique. Plutôt qu'une méthode de calcul simple, au sens des différents eurocodes, il s'agit donc d'une méthode de dimensionnement par tables, correspondant au premier type de méthode des Eurocodes, *tabulated data*.

En effet, si le nombre de paramètres pris en compte était moins grand, on pourrait dresser des tables donnant, en moyenne, la résistance au feu observée lors des essais, en fonction de ces quelques paramètres. Le fait de faire varier le résultat linéairement dans chaque rangée ou chaque colonne des tables n'en fait pas une méthode de calcul pour autant. Dans le cas présent, on a pris en compte 6 paramètres différents, c'est-à-dire plus que dans les tables proposées jusqu'à présent dans la littérature. Comme il n'est pas possible d'établir des tables à 6 entrées, on a regroupé les résultats dans une équation. L'inconvénient est que la formule choisie pour chaque loi de variation en fonction d'un paramètre s'applique pour tout le domaine de variation du paramètre, alors qu'avec une table classique on peut adapter les résultats dans certaines plages de variation du paramètre. L'avantage de la formule est d'éviter les interpolations entre valeurs discrètes, comme c'est le cas pour les tables.

Une critique qui peut être formulée vis-à-vis de cette méthode est le découplage entre tous les effets. Ce découplage n'est en fait qu'apparent puisque 4 paramètres,  $b$ ,  $a$ ,  $L$  et  $e$ , sont déjà pris en compte dans le taux de chargement  $\eta$ . L'équation 11.7 constitue donc un terme de couplage entre 5 paramètres tandis que les autres équations, de 11.2 à 11.6, sont des termes indépendants qui s'ajoutent pour former l'équation finale 11.1. Malgré plusieurs essais, il n'a pas été possible d'obtenir une formule où d'autres termes multiplicatifs de couplage interviendraient explicitement et qui donnerait un meilleur accord avec les résultats des essais.

On peut aussi remarquer que le taux de chargement dépend de la charge de calcul à froid et que, par ce fait, il dépend de la méthode qui est utilisée pour déterminer cette charge de calcul. Dans l'étude rapportée ici, c'est la méthode de la colonne modèle de l'Eurocode 2 - Partie 1 qui a été utilisée. En toute rigueur, si on utilisait pour chaque colonne une méthode en vigueur en Amérique du nord ou au Japon, par exemple, on pourrait obtenir une charge de calcul à froid différente, donc un taux de chargement différent et, finalement, une durée de résistance au feu différente. Il semblerait donc que la méthode proposée pour le calcul de la résistance au feu des colonnes ne soit pas universelle et qu'il faille la recalibrer en fonction de chacune des méthodes de calcul à froid susceptibles d'être utilisées.



En fait, de manière pratique, ce n'est pas absolument nécessaire. Tout d'abord, si des méthodes de calcul à froid peuvent présenter des différences dans la manière de résoudre le problème, le phénomène physique qu'elles sont censées quantifier est le même et, si on évite l'utilisation de méthodes vraiment dépassées ou par trop fantaisiste, la majorité des méthodes bien établies devraient malgré tout donner des résultats assez semblables. Ensuite, si quelques différences existent au niveau de la charge de calcul à température ambiante, le taux de chargement n'intervient que dans un seul des 6 termes servant à déterminer la résistance au feu, voir les équations 11.1 et 11.7. Les différences obtenues entre les résistances au feu seront donc plus petites que celles obtenues entre les charges de calcul à froid. Si, apparemment, le monde a pu s'accommoder de celles-ci, il pourra bien vivre avec celles-là. La seule chose à vérifier si on utilise une autre méthode pour déterminer la charge de calcul à froid que celle de l'Eurocode 2 - Partie 1 est qu'elle soit bien basée sur le même concept de sécurité. On vérifiera ainsi que les résistances des matériaux qui interviennent sont bien des résistances de calcul et non des résistances caractéristiques. Si ce n'est pas le cas, on peut, de manière sécuritaire, diviser la charge obtenue par un coefficient forfaitaire de 1,5 pour dégager une valeur mieux en accord avec le concept de sécurité de l'Eurocode.

Les figures 11.3 et 11.4 donnent la comparaison entre les résistances au feu calculées par l'équation 11.1 et les résistances observées. En les confrontant aux figures 11.1 et 11.2, on constate que la méthode proposée l'emporte sur le calcul numérique. La méthode simple comporte 8 coefficients indépendants qui permettent le calibrage. Ces paramètres de l'équation 11.1 ont été calibrés par rapport à 45 essais belges et allemands. Lorsque, par la suite, on a ajouté à ces essais les derniers essais allemands et les essais canadiens, on a constaté que la formule proposée donnait toujours de bons résultats sans qu'il soit nécessaire de refaire le calibrage [DO95d]. Le fait que les essais d'Ottawa soient assez dans le sens de la sécurité, conduit à une valeur moyenne des rapports «durée calculée/durée observée» égale à 0.89. Le coefficient de variation est de 20 %.

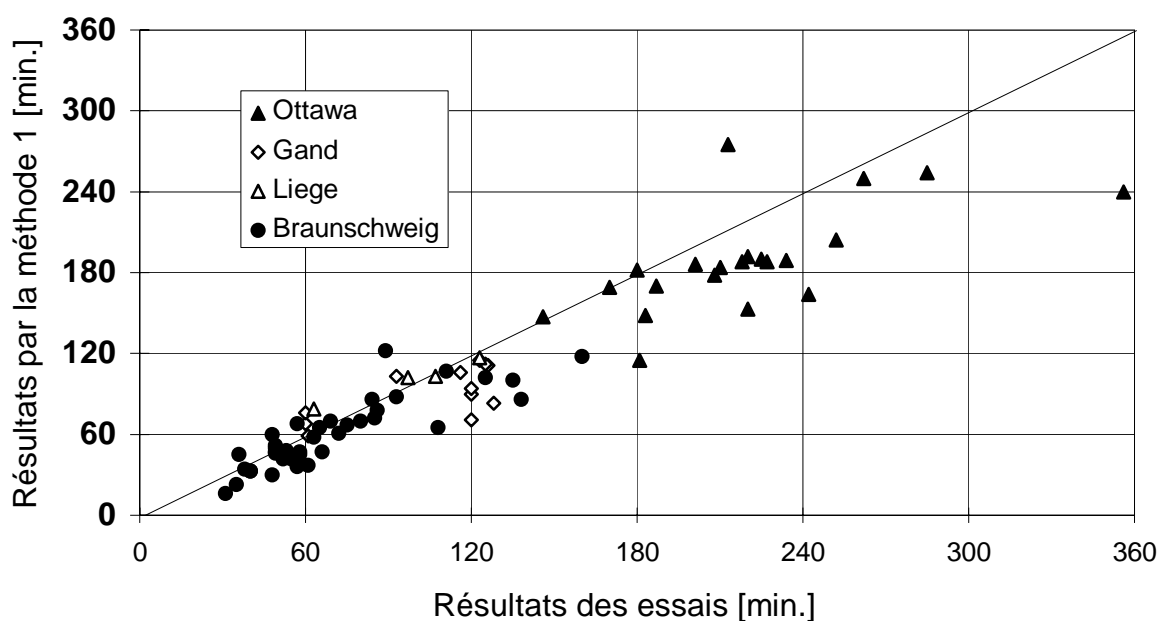
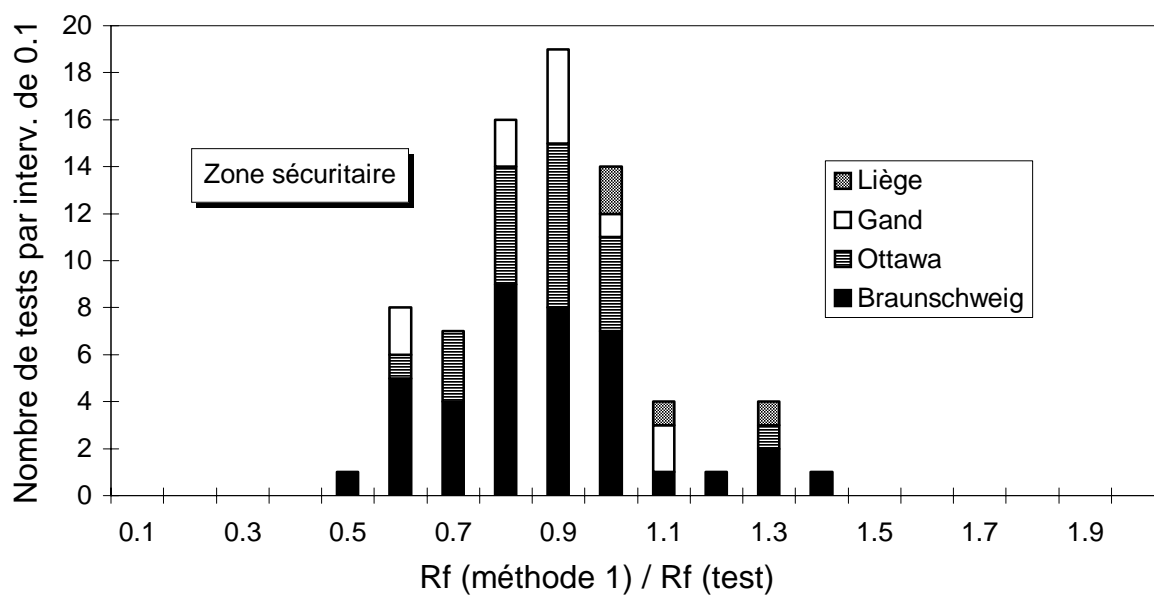


Fig. 11.3 : Durée de résistance suivant les essais et suivant la méthode 1



**Fig. 11.4 : Histogramme des rapports  $R_f$  (méthode 1) /  $R_f$  (test)**

Etant donné la manière dont la méthode proposée a été mise au point, il convient absolument de limiter son application au domaine de variation des paramètres qui a été exploré : l'échauffement doit être de type ISO 834 ou similaire, du type de la courbe canadienne ULC-S105 [CA89] ou de celui de courbe américaine ASTM E119 [AS95] ; le paramètre  $b$  doit être compris entre 20 et 40 cm ; la longueur de flambement ne doit pas dépasser 6 mètres, et le point d'application de la charge doit rester à l'intérieur de la section.

## 11.5 METHODE DE CALCUL DE TYPE 2

Par opposition à la méthode du paragraphe précédent qui est de type 1, *tabulated data*, la méthode présentée ici est de type 2, *simple calculation model*. On se base sur l'observation de résultats expérimentaux et sur la simulation numérique, mais en repartant des équations de base de la statique ou des recommandations existantes, en y introduisant les particularités propres aux colonnes en béton armé soumises à l'incendie.

Le principe de base consiste à exprimer la charge ultime de flambement d'une colonne soumise à l'incendie sous la forme d'une fraction de la charge d'écrasement plastique de la section, elle aussi soumise à l'incendie.

On pose ainsi :

$$N_u(t) = \chi(\lambda) N_{pl}(t) \quad (11.8)$$

avec  $N_u$  charge ultime de la colonne,

$t$  temps,

$\chi$  coefficient de flambement,

$\lambda$  élancement de la colonne et

$N_{pl}$  charge plastique de la section.

On examine dans un premier temps la manière dont la charge plastique évolue au cours de l'incendie. Cette charge comprend une partie apportée par la résistance de béton et une partie apportée par les armatures, de sorte qu'on peut écrire l'équation suivante :

$$N_{pl}(t) = \beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s \quad (11.9)$$

avec  $N_{pl}^c$  charge plastique apportée par le béton à 20°C et

$N_{pl}^s$  charge plastique apportée par l'acier à 20°C.

$\beta_1(t)$  et  $\beta_2(t)$  sont 2 coefficients sans dimension qui expriment la chute de chacune des deux composantes au cours de l'incendie.

Les lois d'évolution des deux coefficients en fonction du temps ont été déterminées par simulations numériques sur tronçon court. L'évolution des températures a été calculée dans différentes configurations de même que l'évolution de la charge d'écrasement plastique, en fonction de la distribution de la température. Les formules suivantes permettent de représenter les résultats obtenus :

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (at)^b}} \quad (11.10)$$

avec  $t$  temps en heure

$$a = \frac{0,3}{A_c^{0,5}} \quad (11.11)$$

$$b = \frac{1}{A_c^{0,25}} \quad (11.12)$$

$A_c$  surface de la section droite, en  $m^2$ .

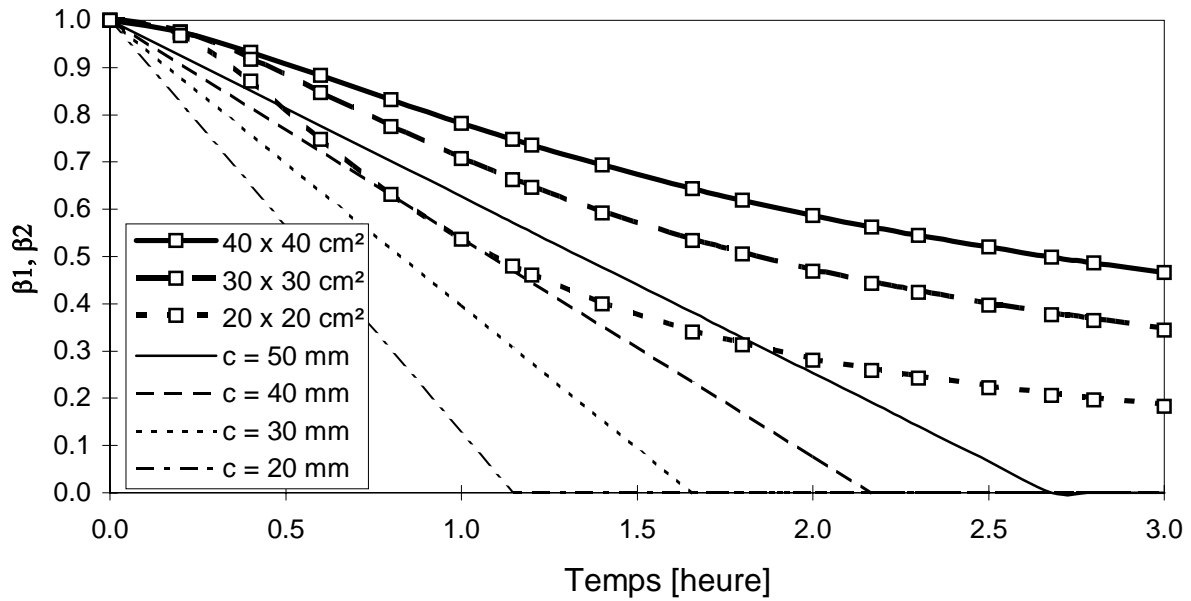
$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0,9t}{t_2} \geq 0 \quad (11.13)$$

$$\text{avec } t_2 = 0.046 c + 0.111 \quad (11.14)$$

$c$  couverture de béton sur les armatures longitudinales, en mm.

L'équation 11.10, dans laquelle la vitesse de la chute de la charge plastique due au béton, en fonction du temps, ne dépend que de la surface de la section droite, suppose que le rapport entre la plus grande et la plus petite dimension de la section droite est inférieure à 2.

L'équation 11.13 correspond à une approximation sécuritaire d'un comportement un peu plus complexe. L'approximation sur  $\beta_2$  plus importante que sur  $\beta_1$  se justifie par le fait que  $N_{pl}^c$  est plus important que  $N_{pl}^s$ .



**Fig. 11.5 : Evolution des composantes acier et béton de la charge plastique**

La figure 11.5 présente, en traits gras, 3 courbes d'évolution de la charge plastique  $\beta_1$  reprise par le béton pour 3 sections droites différentes. Elle présente, en traits plus fins, 4 droites donnant l'évolution de la charge plastique  $\beta_2$  reprise par les barres longitudinales, pour 4 enrobages différents.

Les équations 11.10 et 11.13 résultent de calculs numériques. L'équation 11.9 donne donc l'évolution de la charge plastique d'une section droite conservant son intégrité. En pratique, on observe presque toujours, pendant la première demi-heure d'un essai, un certain nombre d'éclatements qui, même s'ils sont limités et ne mettent pas en péril la stabilité de la colonne, réduisent localement la section de béton et, par le fait même, accélèrent légèrement l'échauffement dans les armatures. Pour tenir compte de ces éclatements, on multiplie la charge plastique obtenue numériquement, éq. 11.9, par une fonction réductrice simple. On obtient ainsi l'équation suivante :

$$N_{pl}(t) = \gamma(t) (\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s) \quad (11.15)$$

$$\text{où } \gamma(t) = 1 - 0,3 t \geq 0,85 \quad (11.16)$$

Cette équation n'est applicable que si la section est soumise à un incendie de type ISO puisque cette courbe d'incendie a été utilisée pour le calcul des températures sur la section. Il s'agit donc là d'une des limites de la méthode proposée.

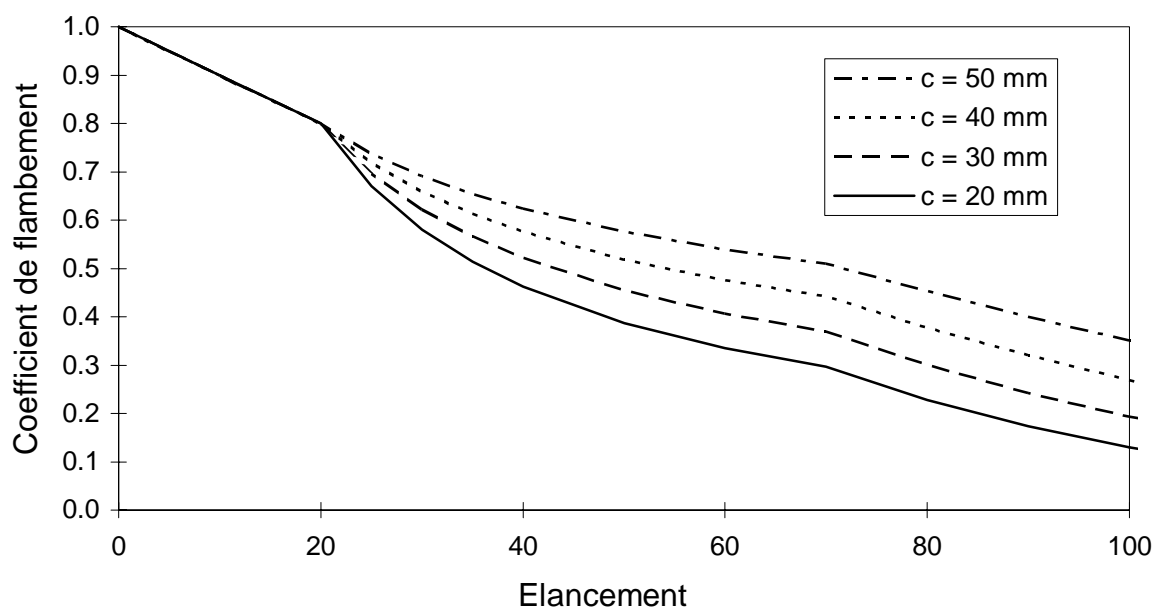
La manière dont évolue le coefficient de flambement  $\chi$  en fonction de l'élanement  $\lambda$  a été établie à partir de la loi proposée, pour des températures ordinaires, dans les recommandations françaises BAEL [BA-91]. La courbe de flambement utilisée à froid donne

cependant une mauvaise concordance avec les résultats d'essais à chaud de sorte qu'il a fallu modifier cette courbe. La courbe modifiée a été établie à partir de résultats d'essais et de calculs numériques. Elle s'exprime comme suit :

$$\chi(\lambda) = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \lambda \leq 20$$

$$\chi(\lambda) = 0.80 \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \left( \frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad 20 < \lambda \leq 70 \quad (11.17)$$

$$\chi(\lambda) = 0.80 \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \left( \frac{\lambda}{70} \right) \left( \frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad 70 < \lambda$$



**Fig. 11.6 : Courbes de flambement**

La figure 11.6 donne l'allure de la courbe de flambement et la manière dont celle-ci dépend de la couverture de béton sur les armatures. Faire dépendre la courbe de flambement de l'enrobage est une manière approchée de prendre en compte le fait que le coefficient de flambement dépend du temps lors d'un incendie. On calcule l'élancement de la colonne, à 20°C et en section non fissurée, et on utilise une courbe de flambement différente pour chaque enrobage pour traduire le fait que les colonnes dont les barres sont moins protégées perdent plus rapidement leur raideur et que, en fait, leur élancement réel augmente plus vite. L'approximation consiste bien sûr à admettre que, pour chaque enrobage, la courbe de flambement ne dépend pas du temps ; elle est ainsi la même après 2 heures qu'après 30 minutes.

On pourrait adopter une autre approche et procéder de la même manière que pour la charge plastique, à savoir, calculer numériquement l'évolution du rayon de giration effectif au

sein de la section pour différentes configurations géométriques. Ce rayon serait calculé par l'équation suivante :

$$i(t) = \left( \frac{\int_{\Omega} E(t, d\Omega) y^2 d\Omega}{\int_{\Omega} E(t, d\Omega) d\Omega} \right)^{0,5} \quad (11.18)$$

avec  $i$  rayon de giration,  
 $E$  module d'élasticité,  
 $d\Omega$  élément de surface élémentaire et  
 $y$  distance entre un élément de surface et le centre de gravité de la section.

On pourrait ainsi espérer n'avoir plus qu'une courbe de flambement, établie en fonction de l'élançement calculé à chaud qui dépend du temps, de l'enrobage, ... . Une telle approche sera probablement adoptée dans le cadre d'une recherche complémentaire qui vient de débiter au sein du service des Ponts et Charpentes.

La bonne concordance obtenue entre les résultats des essais et les résistances calculées par l'approche développée jusqu'ici confère malgré tout un intérêt certain à cette méthode, même s'il semble possible de lui donner, pour certains aspects, une base plus physique.

En cas de charge excentrée, une manière de prendre en compte l'interaction M-N consiste à multiplier l'effort normal par un coefficient d'amplification. Ici, on a divisé le coefficient de flambement  $\chi$  par le facteur d'amplification, ce qui revient au même.

Pour les colonnes en béton armé soumises au feu, le facteur d'amplification a été établi sur base d'une formule d'interaction valable pour les colonnes en acier à 20°C. L'origine de cette formule remonte aux travaux des professeurs Campus et Massonnet à l'Université de Liège [CA55]. Cette formule a été adaptée en introduisant les hypothèses suivantes :

- dans une section en béton armé, le rapport entre le moment ultime plastique et l'effort normal plastique est toujours proche du dixième de la hauteur de la section  $h$  ;
- pour un béton ordinaire, l'élançement eulérien d'une colonne est proche de 10 ;
- on peut linéariser le facteur d'amplification en introduisant dans son expression la valeur moyenne observée pour le coefficient de flambement  $\chi$ , c'est-à-dire 0.30. Cette valeur peut sembler assez faible, mais en fait il s'agit de la valeur modifiée, divisée par le coefficient d'amplification afin de tenir compte de la flexion.

Le coefficient de flambement en cas de charge excentrée est donné par l'équation suivante :

$$\chi^{MN}(\lambda) = \frac{\chi(\lambda)}{1 + \frac{10e/h}{\frac{1}{\chi(\lambda)} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2}} \quad (11.19)$$

avec  $\chi^{MN}(\lambda)$  coefficient de flambement en cas d'interaction MN,

$\chi(\lambda)$	coefficient de flambement pour charge centrée, éq. 11.17,
$e$	excentricité de la charge,
$h$	hauteur de la section droite et
$\lambda$	élancement à 20°C de la section non fissurée.

On calcule donc finalement la charge de ruine d'une colonne soumise au feu à l'aide d'une des deux formules suivantes :

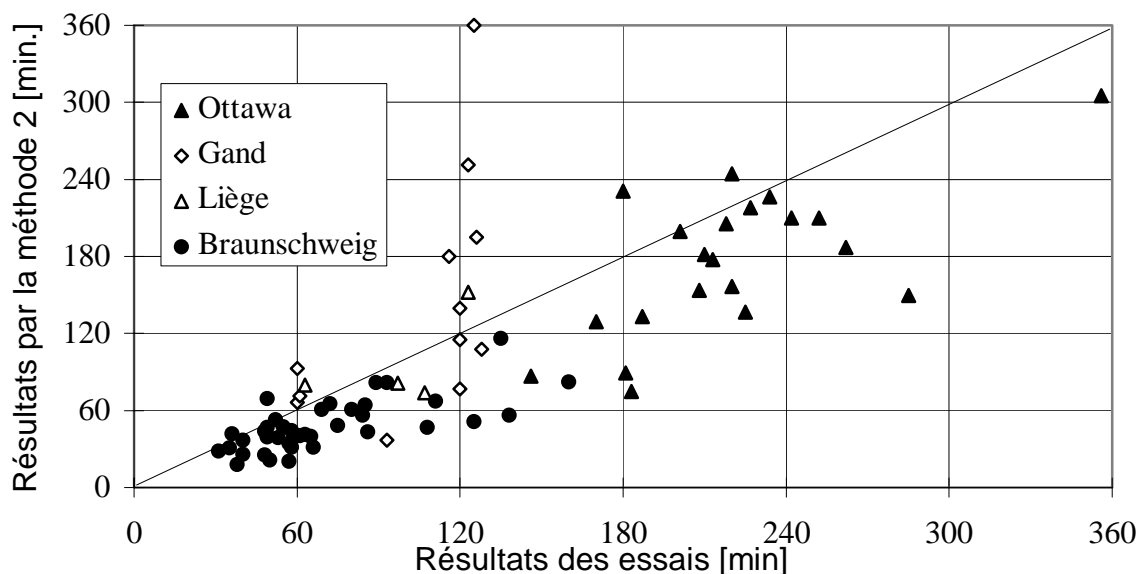
$$N_u(t) = \chi(\lambda) N_{pl}(t) \quad (11.20)$$

$$N_u(t) = \chi^{MN}(\lambda) N_{pl}(t) \quad (11.21)$$

avec  $N_{pl}(t)$  charge plastique en cours d'incendie, éq. 11.15,

$\chi(\lambda)$  coefficient de flambement pour charge centrée, éq. 11.17, et

$\chi^{MN}(\lambda)$  coefficient de flambement pour charge excentrée, éq. 11.19.



**Fig. 11.7 : Durée de résistance suivant les essais et suivant la méthode 2**

La figure 11.7 donne la comparaison entre l'ensemble des résultats expérimentaux et ceux calculés par la méthode 2. La figure 11.8 donne l'histogramme des rapports entre les résistances calculées et les résistances expérimentales. La valeur moyenne de ces rapports est de 0.86 tandis que le coefficient de variation est de 45 %.



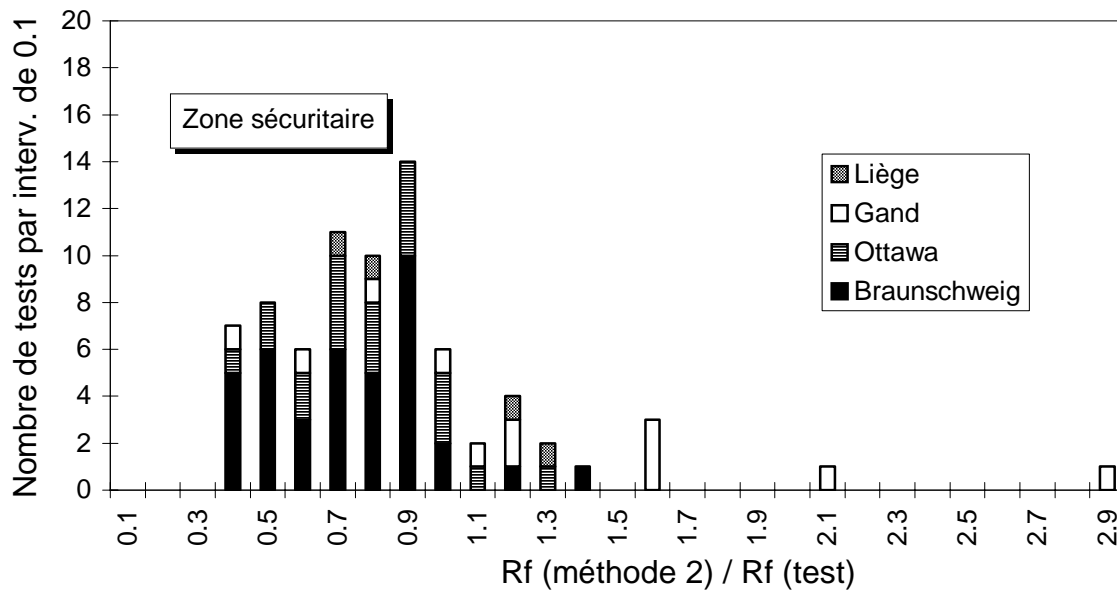


Fig. 11.8 : Histogramme des rapports  $R_f$  (méthode 2) /  $R_f$  (test)

## 11.6 CONCLUSIONS

Les travaux décrits dans ce chapitre présentent de l'intérêt, même s'il n'est pas possible de prédire exactement la résistance au feu de chaque colonne en béton armé.

Les résultats des 21 essais de laboratoire réalisés en vraie grandeur ajoutent une contribution significative aux résultats expérimentaux disponibles antérieurement. Ces essais sont les seuls pour lesquels l'influence de la longueur des colonnes a été étudiée de manière spécifique.

La base de données établie par le regroupement des résultats provenant de 3 pays constitue un outil disponible pour l'ensemble de la communauté scientifique, pouvant servir à l'établissement de méthodes de calcul, à la validation ou au calibrage de méthodes déjà proposées, ainsi qu'à la validation de codes de calculs numériques.

On a pu mettre en évidence que, à taux de chargement constant, des paramètres autres que l'enrobage et la massivité, tels que la longueur de la colonne et l'excentricité de la charge, jouent un rôle significatif.

Le phénomène d'éclatement pose un problème, auquel il convient d'apporter une solution, par exemple en choisissant soigneusement les détails constructifs ou en adoptant une formulation appropriée du béton. Ce problème doit cependant être traité séparément du problème de la méthode de calcul. Soit on arrive à éviter les éclatements excessifs et il est alors possible de calculer la résistance au feu, soit des éclatements inadmissibles se produisent

et le comportement de la colonne est tout à fait insatisfaisant. L'élaboration d'une méthode de calcul prenant en compte ces éclatements intempestifs n'aurait en fait que peu d'intérêt, si tant est que cette élaboration soit possible. L'influence d'un aspect structurel, le diamètre des armatures, sur le phénomène d'éclatement ouvre peut-être la porte à des recherches aux perspectives nouvelles.

Même en l'absence d'éclatements excessifs, la dispersion des résultats expérimentaux est telle qu'il faut accepter, dans la modélisation numérique des essais, un coefficient de variation sur la durée de résistance au feu compris entre 25 et 30 %.

La première méthode de calcul simple présentée, dans laquelle 8 coefficients ont été calibrés pour obtenir une bonne concordance avec les résultats des essais, permet de réduire, pour les 76 essais actuellement disponibles, le coefficient de variation à 20 %. L'existence même de cette méthode très simple présente un grand intérêt pour des applications pratiques, ou pour le prédimensionnement d'essais à réaliser.

La deuxième méthode de calcul présentée, malgré ou peut-être à cause de son objectif plus ambitieux, semble donner de moins bons résultats, puisque le coefficient de variation est de 45 %. Il faut remarquer que cette méthode de calcul a été établie très récemment et qu'elle n'est probablement pas encore arrivée à sa pleine maturité. On trouve dans le texte une première piste pour une amélioration possible : considérer que l'éclatement varie au cours du temps. Il semblerait également que la fonction décrivant la chute de la résistance plastique du béton puisse être améliorée, surtout pour les plus petites sections. On remarque que deux essais réalisés à Gand influencent de manière très négative le coefficient de variation, voir figure 11.8. Sans ces deux essais, le coefficient de variation passerait de 45 à 34 %.

Enfin, on peut remarquer que les résultats des prévisions, obtenus par calcul numérique ou par une des deux méthodes proposées, sont en moyenne légèrement dans le sens de la sécurité. Or, les résultats des calculs qui ont servis à l'établissement des figures 11.1 à 11.4, 11.7 et 11.8 sont basés sur des valeurs moyennes mesurées des résistances des matériaux. Si, pour le dimensionnement, on utilise des valeurs caractéristiques de ces résistances, le calcul donne des résultats encore plus sécuritaires. On peut même considérer que la prévision par calcul de la résistance au feu d'une colonne en béton armé offre plus de garanties de sécurité que la résistance obtenue à partir d'un seul essai dont le résultat pourrait, par chance ou par malchance, être anormalement favorable par rapport à la moyenne des résultats qu'on obtiendrait à partir d'une grande série d'essais.



# Chapitre 12

## **CALCUL DES PORTIQUES SIMPLES EN ACIER.**

### **12.1 INTRODUCTION**

Le portique métallique à un niveau et une travée est une structure utilisée fréquemment pour les halls industriels, les halls de sport et les magasins. Dans le cadre d'un concept global de sécurité face à l'incendie, il peut être superflu d'imposer pour ce type de construction une résistance au feu ISO de l'ordre de la demi-heure. Si les chemins d'évacuations sont suffisamment nombreux, s'ils sont bien indiqués et toujours accessibles, il paraît raisonnable de concevoir une structure résistant pendant la durée nécessaire à l'évacuation du bâtiment et d'accepter la perte de la construction, sans perte humaine. Il existe cependant des raisons qui conduisent à exiger une résistance au feu suffisante de la structure portante, comme la présence de sapeurs-pompiers à l'intérieur du bâtiment, la volonté de pouvoir reprendre l'exploitation de l'activité au plus tôt après le sinistre, la nécessité de limiter la dispersion de matières toxiques dans l'atmosphère, l'intérêt historique de la construction.... Des raisons purement légales sont parfois déterminantes comme c'est le cas en Belgique ; la publication de la Norme de Base en matière de protection incendie impose en effet pour tous les nouveaux bâtiments une résistance minimum de 30 minutes sous feu ISO, [AR94] et [MI95].

Comme il est impossible de tester en vraie grandeur un portique de bâtiment, le dimensionnement par calcul constitue la seule solution applicable. Les calculs numériques, intégrant l'ensemble des phénomènes que subit le portique au cours de l'incendie, sont aujourd'hui bien acceptés par les autorités.

Il paraît cependant nécessaire de mettre à la disposition des praticiens un outil de calcul plus simple que les calculs numériques, permettant d'obtenir rapidement des résultats fiables. Pour être valable, cet outil doit donner des résultats situés du côté de la sécurité par rapport aux résultats de calculs plus sophistiqués.

L'Eurocode 3 [EC-32] propose de telles méthodes simples qui méritent qu'on s'y attarde. Au terme d'un examen approfondi de la question, on constate que l'application pratique de ces méthodes à des cas réels pose certains problèmes. La plupart de ces problèmes trouvent leur origine dans le fait que les auteurs du document sur le calcul des structures en cas d'incendie [EC-32], tous éminents spécialistes de la question, font constamment référence aux méthodes de calcul à température ambiante [EC-31], discipline qu'ils ont manifestement beaucoup moins pratiquée. De plus, nombre d'informations manquent dans l'Eurocode 3 - Partie 2, alors qu'elles sont nécessaires dans le cas d'une application pratique.

Depuis plusieurs années, diverses recherches ont été menées à ce sujet au sein du Service des Ponts et Charpentes. Certains résultats de ces recherches sont repris dans des travaux de fin d'étude, [HE93b] et [SC95a], et dans deux publications, [HE94] et [FR96b]. Ces recherches ont été singulièrement compliquées par le fait que de nouvelles versions de l'Eurocode paraissent régulièrement, parfois deux fois par an, avec chaque fois des modifications. Aussi, à l'heure actuelle, il n'est pas encore possible d'apporter des réponses définitives à toutes les questions. Des travaux complémentaires viennent de commencer afin de permettre de dégager une solution indiscutable. Notons que la transformation récente de l'Eurocode en pré-norme européenne (ENV) devrait apporter une période de stabilité de la situation pendant plusieurs années. Les résultats des recherches effectuées à Liège présentent d'ailleurs un intérêt particulier dans l'optique de la rédaction du futur Document d'Application National, appelé à accompagner en Belgique la norme européenne.

Ce chapitre débute par un exposé commenté de l'approche suivie par la méthode simple de l'Eurocode 3, avec mise en évidence des problèmes et des questions qui se posent. Il expose ensuite les solutions qui pourraient être apportées ou la direction dans laquelle les recherches se poursuivent. La discussion est limitée au cas des cadres chargés et périssant dans leur plan.

## 12.2 CALCULS SIMPLES SUIVANT L'EUROCODE 3

Le modèle proposé pour le comportement mécanique de l'acier ne comporte pas de terme explicite lié au fluage, aussi la réponse de la structure à chaque instant ne dépend-elle que des températures qui y règnent à cet instant et non de l'histoire des températures. Il est donc possible de découpler totalement le calcul thermique du calcul statique.

Pour le calcul thermique, l'Eurocode donne l'équation différentielle du bilan thermique au sein d'une section, dans l'hypothèse où la température  $y$  est uniforme. Cette équation présente une forme différente suivant la présence ou non d'une isolation thermique et suivant la nature de cette isolation, lourde ou légère. Il est très facile d'intégrer cette équation par la technique des différences finies et d'obtenir ainsi, quelle que soit la sollicitation thermique, l'histoire de la température au sein d'une section. Dans le cas où la section est composée de plusieurs parties de massivités thermiques fort différentes, comme l'âme et la semelle d'un profilé laminé qui ont une épaisseur différente, ou bien lorsque différentes parties de la section sont sollicitées différemment, comme la semelle supérieure d'un profilé supportant une dalle en béton et la semelle inférieure soumise au feu sur ses deux faces, il est possible

d'appliquer l'équation différentielle à chaque partie de la section et d'aboutir ainsi à une distribution de température uniforme par parties sur la section. Le problème est en fait d'identifier, à partir d'essais au four sur tronçons courts, les caractéristiques des matériaux isolants qui doivent être utilisées dans l'équation différentielle. Ce point a fait l'objet d'une étude menée au sein du Service des Ponts et Charpentes et une méthode simple d'interprétation des résultats a été proposée, [FR86] et [BR88]. Cette méthode est maintenant d'application courante en Belgique et dans certains pays voisins où elle est porte le nom de *Bruls method*.

Pour le calcul statique, les températures calculées au sein de la structure gouvernent son comportement, quelle que soit la manière dont elles ont été atteintes. Il est donc possible de définir pour chaque niveau de charge la température de ruine d'un élément, valable pour tous les types d'incendie et toutes les protections thermiques qui ont pu conduire à cette température.

La résistance au feu est définie comme la capacité de remplir les fonctions requises pour une exposition au feu, pendant une durée spécifiée. Suite à la discussion précédente, l'analyse statique consiste à vérifier la capacité à remplir les fonctions requises pour une température de l'acier spécifiée.

Les fonctions que la structure doit pouvoir remplir peuvent, en toute généralité, être de natures diverses mais, pour un portique en acier, seule la capacité portante doit être assurée. Aucune mention n'est faite d'un critère de déformation ou de vitesse de déformation. Cependant, lorsque des déformations excessives peuvent avoir un effet défavorable sur l'intégrité des cloisons coupe-feu supportées par les éléments soumis au feu ou sur la tenue d'une éventuelle protection thermique, il est recommandé d'utiliser une loi contrainte-déformation modifiée de manière à conférer moins de résistance à l'acier. Il s'agit en fait d'une manière détournée d'envisager le problème. Au lieu de calculer le comportement des éléments avec les "vraies" propriétés mécaniques et de limiter les courbures, par exemple, pour assurer la bonne tenue de la protection thermique, on effectue le calcul avec des propriétés mécaniques modifiées et on s'abstient de tout contrôle des déformations.

Une des questions les plus importantes porte sur la prise en compte, ou non, des actions indirectes créés par l'incendie, c'est-à-dire les actions nées des dilatations thermiques. Dans le portique simple traité ici, ces actions sont de deux ordres.

1. En cas de bridage, des efforts naissent des dilatations thermiques empêchées.

Un élément totalement bridé serait soumis à des contraintes thermiques qui, en régime élastique, ont l'expression suivante :

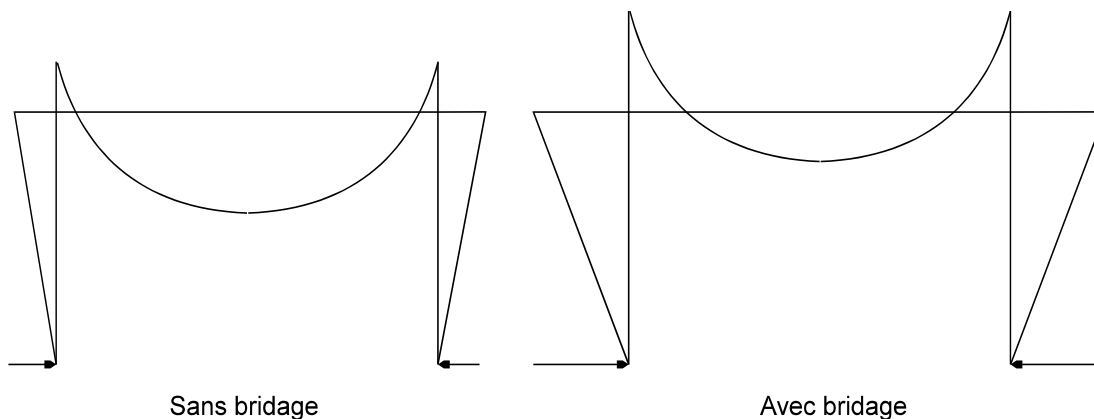
$$\sigma_{th}(\theta) = \varepsilon_{th}(\theta) E(\theta) \quad (12.1)$$

avec  $\sigma_{th}$  contrainte thermique,  
 $\varepsilon_{th}$  dilatation thermique,

$E$  module d'élasticité et  
 $\theta$  température.

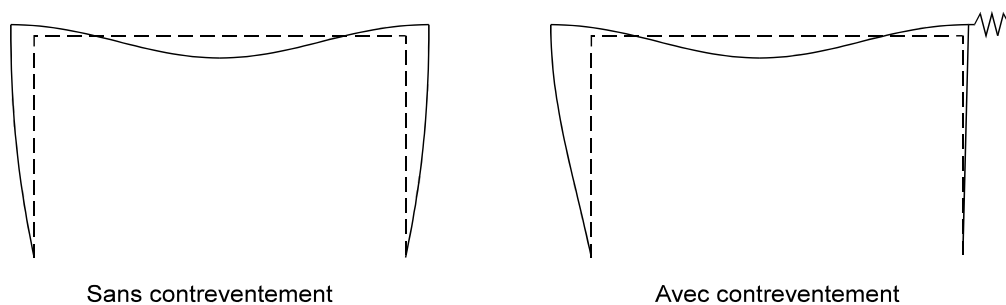
Sous les effets antagonistes de la croissance de la dilatation thermique et de la décroissance du module d'élasticité, l'élévation de température pourrait créer une contrainte thermique dont la valeur maximale serait de 850 MPa à 500°C. A cette température, aucun acier ne présente un domaine élastique aussi étendu et les plastifications apparaissent, ce qui limite les contraintes de bridage.

Même si la poutre d'un portique n'est jamais totalement bridée, cet effet mérite à tout le moins d'être étudié. On note en effet que l'effort normal apparaissant dans la poutre crée au pied des colonnes une réaction horizontale qui modifie complètement la répartition des moments dans le portique, voir figure 12.1.



**Fig. 12.1 : Effets du bridage sur le diagramme des moments**

2. La poutre, n'étant pas complètement bridée, s'allonge et déplace les noeuds poutre-colonne vers l'extérieur du portique. Dans le cas d'un portique non contreventé, l'allongement se développe pour moitié au sommet de chaque colonne mais, dans le cas d'un portique contreventé, une grande partie de l'allongement se développe en tête d'une des deux colonnes, voir figure 12.2. La stabilité des colonnes peut être totalement remise en cause par ce déplacement.



**Fig. 12.2 : Effets de la dilatation**

En principe, l'Eurocode recommande de prendre en compte les actions indirectes sauf dans les cas où ;

- soit on peut reconnaître a priori qu'elles sont négligeables ou favorables,
- soit elles sont prises en compte par des conditions d'appui sécuritaire,
- soit elles sont couvertes par des exigences de résistance au feu sécuritaire.

La dernière solution est une solution d'ignorance, à double titre. Dans son principe tout d'abord. Afin de pouvoir ignorer un phénomène physique, on relève le niveau des exigences. Dans son application ensuite, étant donné qu'il est impossible de savoir de combien il faut relever le niveau des exigences pour couvrir de manière sécuritaire le phénomène en question. Cette solution est donc peu satisfaisante.

La solution basée sur les conditions d'appui ne paraît guère plus applicable en pratique. On ignore en effet ce que sont des conditions d'appui sécuritaires et s'il faut les prendre en compte dans la réalisation de la structure ou dans son calcul.

La première solution pourrait être la plus simple à condition de dresser une liste des cas où les actions indirectes sont négligeables. L'Eurocode considère sans ambage que les actions indirectes peuvent être négligées dès que les exigences portent sur des éléments, c'est-à-dire sur des poutres ou des colonnes. Or, une étude antérieure concluait à l'impossibilité d'effectuer un calcul sécuritaire élément par élément, dans le cas des portiques multi-étagés à noeuds déplaçables [CA90]. Dans ce cas, la solution proposée par l'Eurocode est donc prise en défaut. La question posée dans ce chapitre est en fait de savoir si on peut classer les portiques à un niveau et une travée comme des structures où les actions indirectes sont négligeables a priori.

Lorsque les actions indirectes peuvent être négligées, les sollicitations ainsi que les réactions d'appuis gardent, durant l'incendie, la valeur qui était la leur avant l'incendie.

Le principe de la méthode simple proposée dans l'Eurocode est d'effectuer une vérification élément par élément en négligeant les actions indirectes et de vérifier que les sollicitations en cas d'incendie restent inférieures aux résistances de calcul, pour les températures spécifiées.

L'Eurocode distingue les éléments tendus, les colonnes, les poutres et les éléments soumis à compression et flexion. Bien que tous les éléments d'un portique soient soumis à compression et flexion, il est cependant utile pour la discussion de présenter les vérifications imposées par l'Eurocode pour les colonnes et pour les poutres.

**Pour les colonnes**, dans lesquelles la distribution de température peut être non uniforme, on impose la vérification au flambement à l'aide de la formule suivante :

$$N_{fi,d} \leq \frac{\chi_{fi}}{1,2} A f_{y,\theta,max} \quad (12.2)$$

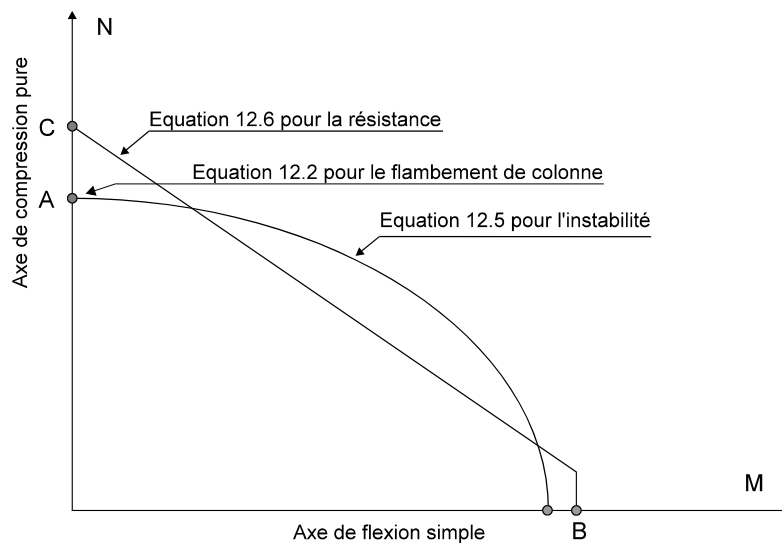
avec  $N_{fi,d}$  effort normal de calcul lors de l'incendie,



$\chi_{fi}$	coefficient de flambement à calculer suivant la courbe "c" et pour l'élancement réduit à la température $\theta_{max}$ ,
A	aire de la section droite et
$f_{y,\theta,max}$	contrainte ultime pour la température maximale $\theta_{max}$ dans la section.

Cette équation a été largement discutée au chapitre 10 de sorte qu'il n'est pas nécessaire d'y revenir en détail. On note simplement que l'équation 12.2 pose l'hypothèse que l'influence favorable d'une partie de la section qui a une température inférieure à  $\theta_{max}$  l'emporte sur l'influence défavorable du gradient thermique et de la flexion additionnelle introduite par ce gradient. Des travaux récents montrent cependant que ce n'est pas toujours le cas [AN95].

Il est en tout cas certain que la vérification au flambement par l'équation 12.2, correspondant au point A de la figure 12.3, couvre automatiquement la ruine par écrasement plastique, correspondant au point C.



**Fig. 12.3 : Vérifications dans le plan M-N**

**Pour les poutres**, on impose la vérification de la résistance plastique. Il est permis de considérer la distribution réelle de température et on applique alors l'équation 12.3 :

$$M_{fi,d} \leq \sum_i W_{pl,i} f_{y,i} \quad (12.3)$$

avec  $M_{fi,d}$  moment de calcul lors de l'incendie,  
 $w_{pl,i}$  module plastique de la partie  $i$  de la section et  
 $f_{y,i}$  contrainte ultime de la partie  $i$  de la section

Il est aussi permis d'effectuer la vérification sur base de la température maximale  $\theta_{\max}$  et c'est alors l'équation 12.4 qui est d'application :

$$M_{fi,d} < \frac{W_{pl} f_{y,\theta,\max}}{\kappa_1 \kappa_2} \quad (12.4)$$

avec  $W_{pl}$  module plastique de la section,

$\kappa_1$  facteur d'adaptation tenant compte de la température non uniforme sur la section et

$\kappa_2$  facteur d'adaptation tenant compte de la température non uniforme le long de la poutre.

On adopte  $\kappa_1 = 0.70$  pour une poutre exposée sur 3 cotés, avec une dalle de béton posée sur le quatrième côté, et  $\kappa_1 = 1.00$  pour les autres cas.

On adopte  $\kappa_2 = 0.85$  aux appuis d'une poutre hyperstatique, et  $\kappa_2 = 1.00$  dans les autres cas.

Le déversement n'est pas critique et ne doit pas être vérifié si l'élançement correspondant est inférieur à 0.40, ce que nous supposons ici. Si la section est de classe 3, on applique l'équation 12.4 dans laquelle on remplace le module plastique par le module élastique.

**Pour les éléments soumis à compression et flexion**, il est simplement fait référence aux formules 5.51 à 5.54 de l'Eurocode 3 - Partie 1 [EC-31]. En se limitant au cas des sections de classe 1 ou 2 et aux poutres sollicitées dans un seul plan, sans déversement, l'équation suivante est donc d'application :

$$\frac{N_{fi,d}}{\frac{\chi_{fi}}{1.2} A f_{y,\theta,\max}} + \frac{k M_{fi,d}}{W_{pl} f_{y,\theta,\max}} \leq 1 \quad (12.5)$$

avec  $k$  coefficient multiplicatif du moment qui donne à l'équation 12.5 son caractère non linéaire.

L'équation 12.5 couvre en fait l'instabilité de l'élément. C'est pourquoi les facteurs d'adaptation tenant compte des températures non uniformes n'interviennent pas ici. En effet, on a déjà signalé qu'il n'est pas toujours favorable, au point de vue du flambement, d'avoir une des semelles plus froide que le reste de la section. Dans certains cas, le gradient thermique exerce même une influence négative prépondérante. Il n'y a donc pas lieu d'introduire  $\kappa_1$  ; la réduction des températures aux appuis peut réduire légèrement la longueur de flambement, mais cet effet est trop localisé pour avoir une influence significative sur la stabilité globale de l'élément. Il n'y a donc pas lieu d'introduire  $\kappa_2$ .

Ainsi, on dispose d'une méthode de vérification cohérente de la stabilité, basée sur la température maximale et ignorant les facteurs d'adaptation, aussi bien pour les colonnes que

pour les éléments soumis à flexion et à compression. On procède d'ailleurs de même pour la vérification au déversement des poutres qui n'est pas envisagée ici

### 12.3 PROPOSITIONS POUR LES APPLICATIONS PRATIQUES

Le principal problème de la méthode proposée par l'Eurocode vient du fait que l'équation 12.5 ne couvre ni la résistance des sections ni l'instabilité d'ensemble du portique.

La résistance de la section droite n'est pas vérifiée par cette équation. Or, le diagramme des moments fléchissants est loin d'être constant dans les éléments d'un portique. Il a même une forme bitriangulaire dans les colonnes encastées en base. Cette forme du diagramme des moments est prise en compte par le terme "k" de l'équation 12.5 dont la valeur peut devenir inférieure à 1, ce qui donne alors une forme convexe à la courbe de stabilité dans le diagramme d'interaction M-N, figure 12.3. On peut donc rencontrer des cas pour lesquels la stabilité de l'élément est assurée alors que la résistance ne l'est pas dans toutes les sections, particulièrement dans les sections d'extrémité des colonnes. Il serait donc souhaitable d'effectuer aussi la vérification des sections, en utilisant par exemple la même formule que celle utilisée à 20°C, en tenant compte de l'élévation de température et des deux facteurs d'adaptation  $\kappa_1$  et  $\kappa_2$  comme on le fait pour la résistance des poutres en flexion pure, cfr. point B de la figure 12.3. Dans le cas des profilés laminés fléchissant suivant l'axe fort, on utiliserait donc l'équation suivante :

$$\frac{N_{fi,d}}{A} + \frac{0.90 M_{fi,d}}{W_{pl}} \leq \frac{f_{y,\theta,max}}{\kappa_1 \kappa_2} \quad (12.6)$$

$$\frac{M_{fi,d}}{W_{pl}} \leq \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2}$$

Aux noeuds poutre-colonne des portiques, la présence de raidisseurs, de plaques d'about, de cordons de soudure et de boulons apporte localement des masses supplémentaires qui absorbent de l'énergie lorsqu'elles s'échauffent. Il est donc probable que les températures soient moins élevées aux noeuds que dans les parties centrales des poutres et des colonnes. Peut-on, dans ces conditions, utiliser la valeur 0.85 du facteur  $\kappa_2$ , en considérant les noeuds comme des appuis d'une poutre hyperstatique ? Cela semble imprudent car, d'une part, l'effet réel des masses supplémentaires sur les températures locales n'a pas été évalué de manière quantitative et, d'autre part, il est possible que cet effet soit assez limité en cas d'échauffement lent, dans une structure protégée thermiquement par exemple. Il est donc préférable de considérer  $\kappa_2 = 1.00$  aux noeuds poutre-colonne pour la vérification de la résistance.

Au pied d'une colonne encastée, par contre, le profilé est en contact direct avec le plot de fondation en béton qui agit indubitablement comme un puits à chaleur, *heat sink*. A cet endroit, les températures dans l'acier sont moins élevées que dans le reste de la colonne, même si l'échauffement est lent et même si, à la limite, la distribution de température a atteint

un état stationnaire dans la colonne. A cet endroit, on utilisera donc  $\kappa_2 = 0.85$  pour la vérification de la résistance.

On a vu que l'équation 12.5 ne couvre que le flambement des éléments. En plus du problème de la résistance des sections qui vient d'être discuté, on remarque que la stabilité d'ensemble du portique n'est pas couverte par l'équation 12.5. De plus, l'Eurocode 3 - Partie 2 est muet sur la manière dont il faut calculer les sollicitations dans la structure. Faut-il effectuer une analyse globale élastique, ou une analyse globale plastique peut-elle être admise ? Les effets des imperfections géométriques doivent-ils être pris en compte par une théorie du premier ou du second ordre ? La classification établie à température ambiante entre portiques contreventés et non contreventés, entre portiques souples et rigides, est-elle encore valable à température élevée ? En cas d'analyse globale élastique avec prise en compte indirecte des effets du second ordre, laquelle des deux méthodes alternatives faut-il utiliser : celle d'amplification des moments d'instabilité, *sway moments*, ou celle des longueurs de flambement de la structure à noeuds déplaçables ?

Il n'est pas facile d'apporter à l'heure actuelle une réponse définitive à ces questions, du fait d'abord que la matière traitée est déjà complexe à température ambiante. Pour faciliter la compréhension et l'application pratique de l'Eurocode 3 - Partie 1, la C.E.C.M. a publié un document résumant l'essentiel de cet Eurocode [EC91]. Braham et Lascrompes ont également synthétisé les idées maîtresses de l'Eurocode [BR92] ; ils présentent notamment un organigramme permettant d'orienter le choix d'une méthode d'analyse.

De plus, la succession des versions différentes de l'Eurocode 3 - Partie 2 conduit à réévaluer les conclusions quantitatives des recherches antérieures portant sur le calcul simple des portiques en cas d'incendie.

Il est néanmoins intéressant de présenter la méthode d'application pratique de l'Eurocode 3 - Partie 2 qui semble se dégager des travaux effectués à Liège.

La méthode d'analyse préconisée pour calculer les sollicitations dans les portiques est celle de l'analyse globale élastique. L'analyse plastique est en effet soumise à des restrictions liées à la capacité de rotation des sections et à la ductilité de l'acier alors que l'analyse globale élastique est, selon l'Eurocode 3 - Partie 1, toujours admissible.

La détermination des sollicitations est effectuée par une analyse du premier ordre, c'est-à-dire en négligeant les déformations de la structure dans les portiques contreventés ou rigides, et en les prenant en compte de manière indirecte dans les portiques souples.

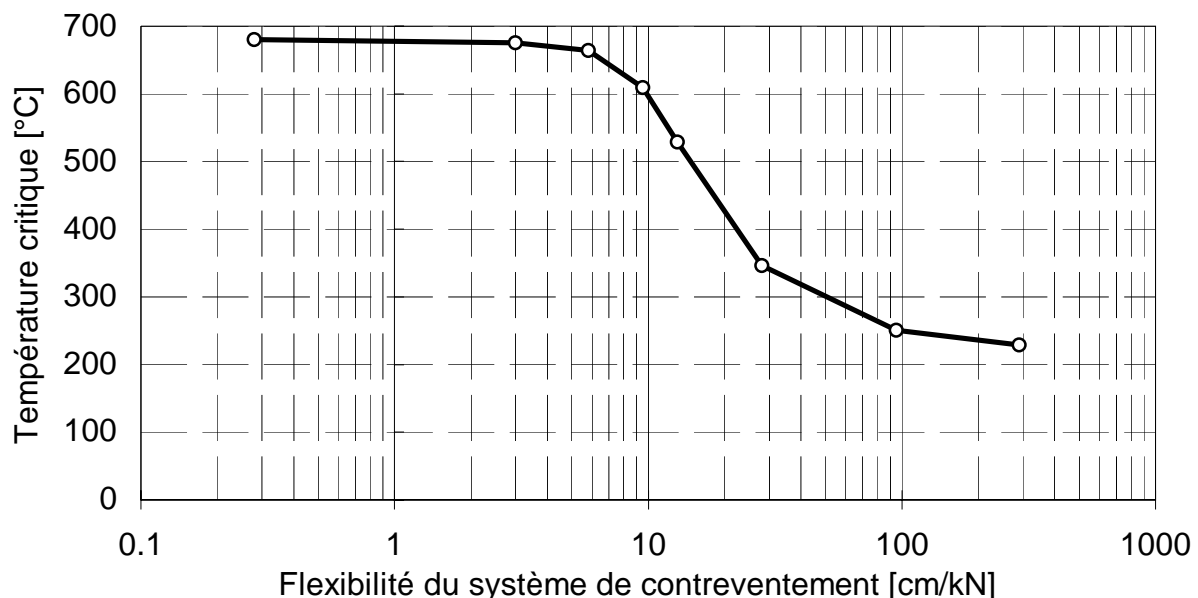
A la suite de cette analyse élastique du premier ordre, les moments de flexion peuvent être modifiés par redistribution, dans la limite de 15 % du moment maximum calculé dans chaque élément, à condition que la section des éléments où les moments sont réduits soit de classe 1 ou 2. On note que la détermination de la classe de la section se fait à la température de ruine.

L'imperfection géométrique initiale du portique, qui est donnée par un angle des colonnes de 1/200 avec la verticale, est prise en compte dans l'analyse globale du portique à

l'aide d'une force horizontale équivalente. Il faut vérifier que l'effort de compression ne dépasse dans aucun élément le quart de la charge de flambement eulérienne, évaluée à la température de ruine, pour justifier le fait que les imperfections géométriques des éléments ont été négligées dans l'analyse globale. Si ce n'est pas le cas, les imperfections des éléments doivent être prises en compte et il faut avoir recours à l'analyse globale au second ordre.

Un point particulier concerne l'efficacité du système de contreventement en cas d'incendie. A température ambiante, le système de contreventement est suffisamment rigide si le déplacement horizontal de l'ossature munie de son système de contreventement est inférieur au cinquième du déplacement qui aurait existé en son absence. A température élevée, ce critère n'est pas applicable car la raideur de l'acier diminue à un point tel que l'ossature n'est plus stable sans son système de contreventement. Le déplacement horizontal du portique non contreventé ne peut être calculé. Dans une étude paramétrique, on a trouvé, pour la flexibilité du contreventement, une valeur critique de 3 cm/kN. Dans tous les cas où le contreventement a une flexibilité inférieure à 3 cm/kN, il est pleinement effectif et confère au portique qu'il soutient un comportement à noeud fixe. La figure 12.4 montre, pour une géométrie particulière, l'évolution de la température critique calculée par le programme SAFIR, en fonction de la flexibilité du contreventement.

On pourrait peut être affiner quelque peu ce critère et faire dépendre la valeur critique de la géométrie de l'ossature car on a observé, dans certains cas, une flexibilité critique plus élevée que 3 cm/kN. A l'heure actuelle, on peut considérer cette valeur fixe de 3 cm/kN comme sécuritaire.



**Fig. 12.4 : Flexibilité critique du contreventement**

La distinction entre portique souple, *sway*, et rigide, *non sway*, peut être basée sur la même équation que celle utilisée à température ambiante, mais il faut évaluer le déplacement

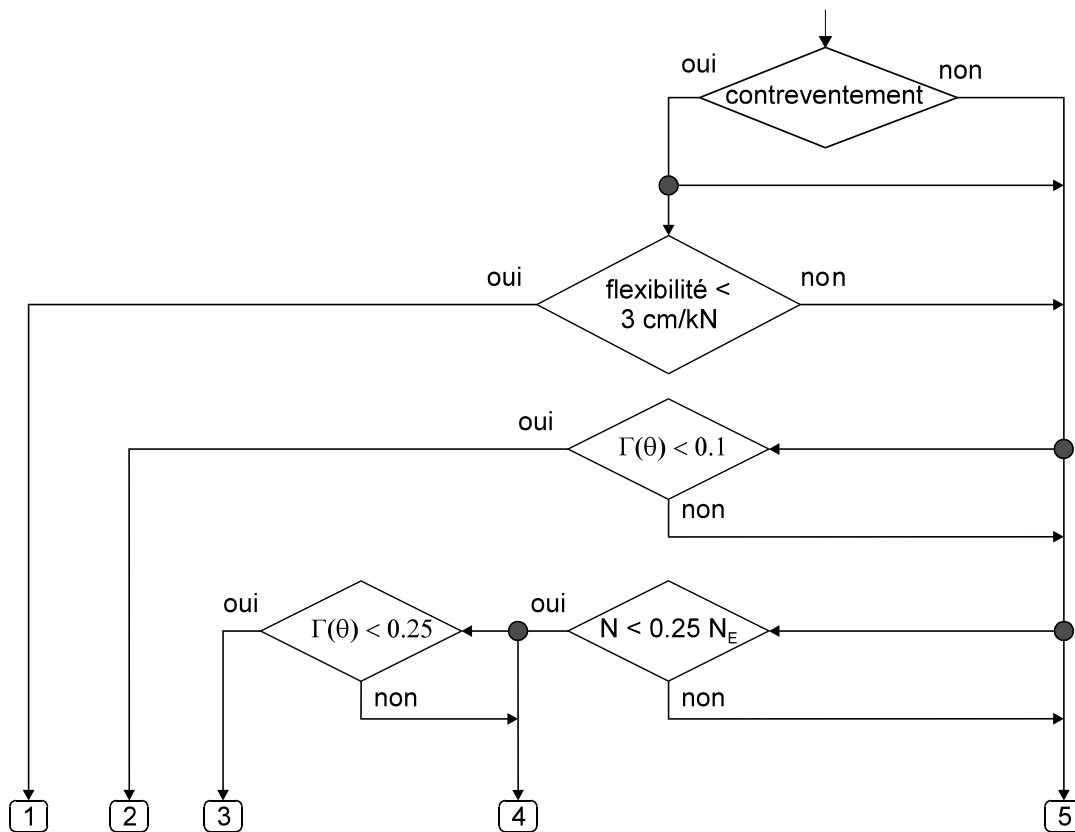
qui y intervient en tenant compte de la raideur à la température de ruine. On utilise donc l'équation suivante :

$$\Gamma(\theta) = \frac{\delta V}{h H} \leq 0,10 \quad (12.7)$$

- avec  $\Gamma$  facteur de souplesse du cadre,  
 $\delta$  déplacement horizontal en tête du cadre à la température critique,  
 $V$  réaction verticale totale en cas d'incendie,  
 $h$  hauteur du cadre et  
 $H$  réaction horizontale totale en cas d'incendie.

La figure 12.5 présente un organigramme permettant de guider le choix de la méthode d'analyse. Sur cette figure, les différentes méthodes d'analyses sont numérotées de 1 à 5 en passant de la plus simple à la plus sophistiquée :

1. analyse du premier ordre, cadre à noeuds fixes et longueurs de flambement calculées avec noeuds fixes ;
2. analyse du premier ordre, cadre à noeuds mobiles et longueurs de flambement calculées avec noeuds fixes ;
3. analyse du premier ordre, cadre à noeuds mobiles, longueurs de flambement calculées avec noeuds fixes et moments d'instabilité multipliés par  $\frac{1}{1 - \Gamma(\theta)}$  ;
4. analyse du premier ordre, cadre à noeuds mobiles, longueurs de flambement calculées avec noeuds mobiles et moments d'instabilité multipliés par 1.20 dans les poutres et aux noeuds poutre-colonne ;
5. analyse du second ordre.



**Fig. 12.5 : Organigramme pour le choix d'une méthode**

Sur cet organigramme, les cercles ombragés représentent des points où le concepteur peut choisir la direction qu'il va suivre dans l'organigramme, soit vers la droite, correspondant aux méthodes les plus sophistiquées, soit vers la gauche, correspondant aux méthodes les plus simples.

La méthode d'application pratique exposée ci-dessus doit recevoir une validation finale par une vaste étude paramétrique au cours de laquelle on comparera, pour de très nombreux cas différents, la température critique donnée par la méthode simple de calcul et celle donnée par une méthode numérique.

On note que le critère devant guider le choix entre la solution 3 et la solution 4 est encore en discussion. On doit décider si le facteur de souplesse doit être conservé comme indicateur et si la valeur de 0.25 ne doit pas être modifiée.

## 12.4 CONCLUSION

Le principal enseignement obtenu par les études entreprises sur les méthodes de calcul simples pour les portiques à un niveau est qu'il semble effectivement possible d'obtenir un résultat satisfaisant, en procédant élément par élément, sans prendre en compte explicitement les effets du bridage thermique.

On peut arriver à ce résultat, à condition d'effectuer la vérification de la résistance des sections et de tenir compte des effets des déplacements latéraux dans le calcul des sollicitations. Toutes les quantités liées à des déplacements doivent être évaluées à la température de ruine. C'est le cas pour les élancements des éléments, le facteur de souplesse du portique et la flexibilité du système de contreventement.





# Chapitre 13

## EVALUATION DU RISQUE INCENDIE

Il est généralement admis que l'évaluation du risque incendie serait la voie la plus rationnelle pour vérifier que les objectifs de sécurité fixés sont réellement atteints, bien mieux que la stricte observance de règles prescriptives distinctes juxtaposées les unes aux autres. En pratique, cependant, le recours à ce type d'évaluation se heurte encore à de fortes réticences. Contrairement à la détermination de la résistance au feu des structures qui bénéficie du cadre rigide mais rassurant des Eurocodes, l'évaluation du risque incendie souffre du double handicap suivant : d'une part, elle fait appel à des notions statistiques et, d'autre part, il n'existe pas une seule et unique méthode qui se serait imposée au niveau international. On pourrait comparer la situation avec celle où on aurait, pour le calcul des bâtiments à température ambiante, d'un côté une valeur de la pression du vent unique pour tous les bâtiments et semblable dans tous les règlements et, d'un autre côté, une pression qui varie, non seulement en fonction de l'altitude, de la situation du bâtiment, ... mais aussi d'un règlement à l'autre. En face d'un concepteur qui propose une solution faisant appel à l'évaluation du risque incendie, les autorités considèrent souvent que leur interlocuteur n'a d'autre but que de réduire le coût final et que, pour ce faire, il a recours à n'importe quelle formule, publication, méthode ou partie de méthode qui pourrait servir ses intérêts du moment. Si l'impossibilité de disposer de garanties relatives à l'utilisation future d'un bâtiment est souvent citée comme premier argument contre le recours au *fire safety engineering*, il est probable que l'incapacité dans laquelle se trouvent de nombreux responsables de contrôler le domaine de validité et la bonne application de ces méthodes joue un rôle tout aussi grand.

Il est donc urgent de mettre au point et de proposer une méthode d'évaluation pouvant être acceptée au niveau européen. C'est la tâche que s'est fixée un groupe de 13 centres de recherches de 8 pays européens dont, en Belgique, le Service des Ponts et Charpentes, dans le cadre d'un projet de recherche financé par la CECA : *Competitive Steel Buildings through Natural Fire Safety Concept*.

En guise d'introduction, il a paru particulièrement intéressant de décrire dans ses principes une méthode de calcul suisse [SI-81] qui fut l'une des premières à être mise au point et qui est toujours d'application aujourd'hui. Nombre de principes et de notions présents dans cette méthode se retrouvent dans d'autres méthodes ou théories et méritent de ce fait d'être analysés.

## 13.1 METHODE DE CALCUL SUISSE

C'est Gretener qui le premier, en Suisse, entreprit une étude sur les possibilités d'évaluer mathématiquement le risque incendie des constructions industrielles et des grands bâtiments. Sa méthode était essentiellement axée sur les besoins des assureurs, aussi ceux-ci l'accueillirent-ils avec grand intérêt. Grâce au financement de l'Office fédéral pour la protection suisse et avec l'aide de la Fédération suisse des sapeurs-pompiers, une grande enquête a été entreprise par l'Association des établissements cantonaux d'assurance contre l'incendie et par le Service de prévention d'incendie pour l'industrie et l'artisanat, dans le but de rassembler des données chiffrées sur la pondération des facteurs de danger et sur les charges thermiques mobilières et immobilières. Cette méthode a ensuite été revue et corrigée pour l'adapter aux connaissances acquises en Suisse et à l'étranger. Elle a été publiée en 1984 dans le document SIA 81 [SI-81]. Elle est utilisée comme aide de décision pour la valorisation, le contrôle et la comparaison des concepts de protection. Elle s'applique aux établissements publics, industriels et à usages multiples. Elle suppose la stricte observation des règles générales de sécurité telles que celles qui sont relatives aux distances entre bâtiments voisins et surtout celles relatives aux mesures de protection des personnes comme les chemins de fuite, l'éclairage de secours, etc.

### 13.1.1 Exposé de la méthode

Le principe de la méthode est basé sur l'évaluation et sur la comparaison entre, d'une part, le risque lié à l'incendie et, d'autre part, celui qui est considéré comme acceptable.

Le quotient entre le produit des facteurs de danger et le produit des facteurs de l'ensemble des mesures de protection représente la mise en danger du bâtiment en cas d'incendie. En multipliant la mise en danger par une valeur représentant l'évaluation du degré de probabilité d'incendie, on obtient la valeur du risque incendie effectif. En pratique, on utilise la formule simple suivante pour évaluer la mise en danger :

$$B = \frac{P}{M}$$

$$= \frac{P_1 P_2}{NSF}$$

$$= \frac{q c r k i e g}{N S F} \quad (13.1)$$

Dans cette formule, chaque symbole représente un nombre associé à un phénomène de la manière suivante :

B	mise en danger du bâtiment en cas d'incendie,
P	danger potentiel,
M	facteur de protection,
P <sub>1</sub>	dangers inhérents au contenu,
P <sub>2</sub>	dangers inhérents au bâtiment,
N	mesures de protection normales,
S	mesures de protection spéciales,
F	mesures constructives de protection,
q	charge thermique mobilière,
c	combustibilité,
r	formation de fumée,
k	danger de corrosion/toxicité,
i	charge thermique immobilière,
e	niveau de l'étage ou hauteur du local et
g	taille des compartiments et rapport longueur sur largeur de ces compartiments

Le risque d'incendie effectif est calculé par la formule suivante :

$$R = B A \quad (13.2)$$

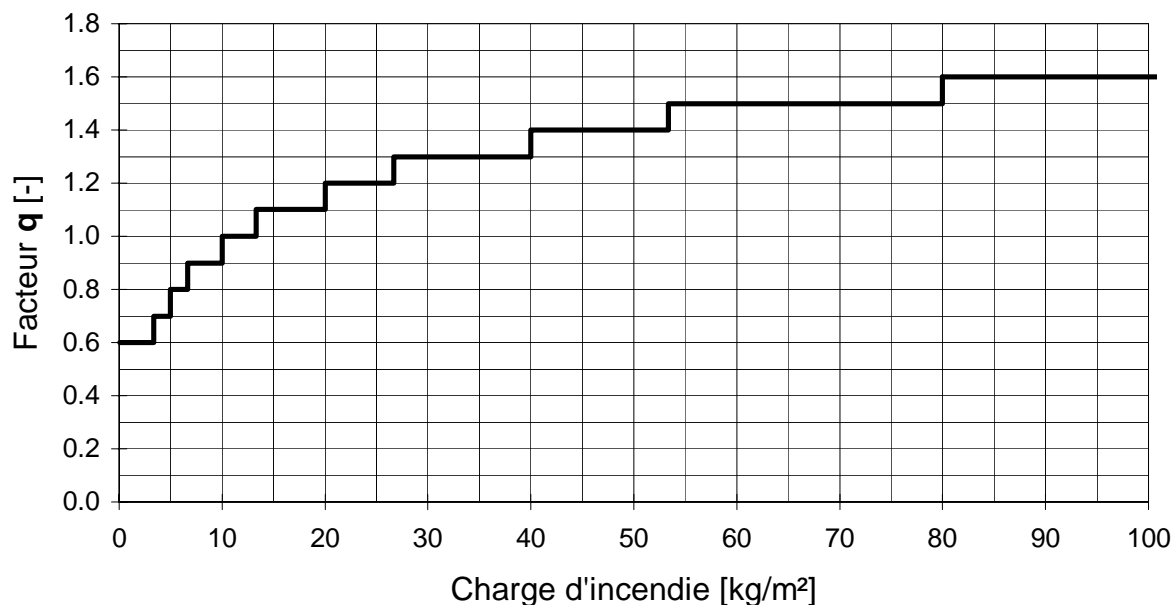
avec R risque d'incendie effectif et  
A danger d'activation, facteur qui quantifie la possibilité d'occurrence d'un incendie.

Le risque acceptable normal  $R_u$  est fixé à 1.3 pour les constructions industrielles à occupation normale mais il peut être réduit en cas de danger accru pour les personnes, nombre élevé d'occupants, risque de panique ou mobilité réduite des occupants. Le risque acceptable peut aussi être augmenté dans les constructions non accessibles au public, occupées par un nombre restreint de personnes connaissant bien les lieux.

Finalement, la sécurité face à l'incendie se calcule simplement à l'aide de l'équation suivante :

$$\gamma = \frac{R_u}{R} \quad (13.3)$$

Le premier paramètre important de cette méthode d'évaluation est la charge au feu, ou charge d'incendie, qui est la quantité totale de chaleur dégagée lors de la combustion complète de toutes les matières présentes dans un compartiment, divisée par la surface du plancher du compartiment. Elle s'exprime normalement en MJ/m<sup>2</sup> mais on peut aussi l'exprimer en kg de bois par m<sup>2</sup>, ce qui constitue une unité plus parlante. Pour la conversion, la valeur théorique de la chaleur de combustion du bois utilisée est de l'ordre de 15 MJ/kg. La méthode suisse fait la distinction entre charge mobilière et charge immobilière alors qu'on parle le plus souvent de la charge totale. La charge mobilière et la charge totale coïncident pratiquement, sauf si une part importante de matériau combustible, du bois le plus souvent, est utilisée pour la construction. Le facteur  $q$  représentant la charge thermique mobilière dépend directement de la charge au feu, mais de manière non proportionnelle. La valeur minimale de  $q$  est de 0.60, pour des charges au feu inférieures à 3 kg de bois par m<sup>2</sup>. La valeur normale de 1.00 correspond à des charges comprises entre 10 et 13 kg/m<sup>2</sup> et, même pour des charges énormes de 2000 kg/m<sup>2</sup> ou plus, le facteur ne dépasse pas 2.50. La figure 13.1 montre l'évolution du facteur  $q$  pour une charge au feu allant jusqu'à 100 kg/m<sup>2</sup>. Cette dépendance non proportionnelle est contraire à ce qu'on rencontre dans de nombreuses autres méthodes d'évaluation où l'effet, la sévérité de l'incendie, est directement proportionnel à la charge au feu.



**Fig. 13.1 : Influence de la charge d'incendie**

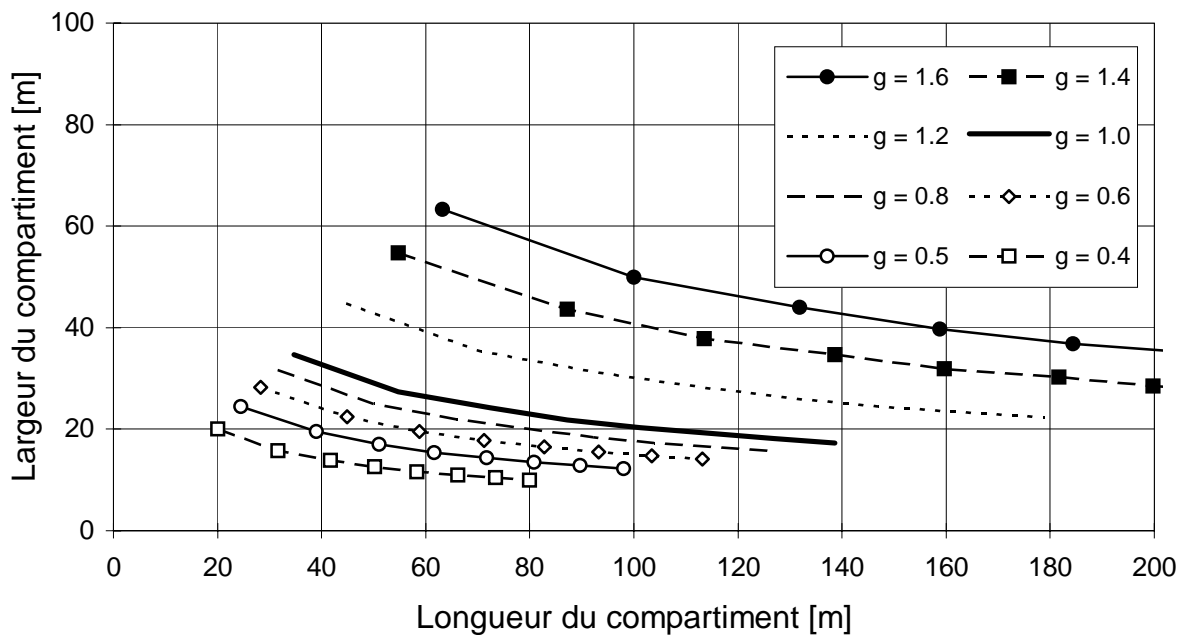
Comme ce n'est pas seulement la quantité d'énergie produite, mais également la propension à s'enflammer et la vitesse de combustion des matériaux, qui jouent un rôle, on introduit le facteur de combustibilité  $c$  variant de 1.0, pour des matières incombustibles, à 1.6, pour des matières hautement inflammables. On peut ainsi constater que la méthode n'annule

pas le risque d'incendie, même en la présence unique de matériau incombustible, ce qui peut paraître paradoxal, ou prudent.

Les facteurs liés à la formation de fumée et au danger de toxicité, phénomènes si défavorables pour la sauvegarde des vies humaines, trouvent une place dans la méthode. C'est en fait anormal puisque la méthode définit une construction sûre vis-à-vis de l'incendie comme une construction conçue de façon à assurer une entrave à la propagation de l'incendie et laisse à d'autres mesures la protection des personnes. C'est probablement parce que la formation de fumée et sa toxicité ont un effet peu important sur la propagation de l'incendie que les deux facteurs associés prennent, au maximum, la valeur de 1.3. La position adoptée est hybride. Ou bien on a en vue la protection des personnes, et la fumée devrait être beaucoup plus pénalisante, ou bien ce n'est pas le cas et la fumée ne devrait jouer aucun rôle.

La hauteur du local, pour les bâtiments à un seul niveau, et surtout le niveau de l'étage considéré, pour les bâtiments à plusieurs étages, jouent aussi un rôle. Notons simplement que le facteur  $e$  peut s'élever à 1.5 pour les bâtiments d'un niveau et d'une hauteur de 10 m. et plus. Ce facteur peut atteindre 2.0 à partir et au-delà du 11ème étage. C'est cependant en sous-sol qu'il est le plus pénalisant, avec une valeur de 3 dès le 4ème sous-sol.

Le facteur  $g$  quantifie la probabilité de propagation horizontale d'un incendie. Plus les dimensions d'un compartiment coupe-feu sont importantes, plus les conditions de lutte contre le feu deviennent défavorables. Le rapport longueur/largeur influence aussi les possibilités d'accès des sapeurs-pompiers. La valeur du coefficient  $g$  est donnée dans un tableau à deux entrées, en fonction de la surface au sol et du rapport entre la largeur et la longueur du compartiment. On donne ici à la figure 13.2 une représentation graphique de ce tableau, valable pour les compartiments de forme rectangulaire. On remarque que le risque normal, correspondant à  $g = 1.0$ , est fixé pour un compartiment carré de  $35 \times 35 = 1200 \text{ m}^2$ , ou pour un compartiment allongé de  $17 \times 140 = 2400 \text{ m}^2$ . A surface égale, une forme carrée de  $40 \times 40 \text{ m}^2$  par exemple donne un risque de 1.1, tandis qu'une forme allongée de  $20 \times 80 \text{ m}^2$  réduit le risque à 0.8.



**Fig. 13.2 : Facteur d'ampleur de surface dans un compartiment rectangulaire**

Les mesures de protection normales sont relatives à la présence ou à l'absence d'extincteurs portatifs, de poste incendie avec lance, de personnel instruit, à la fiabilité de l'adduction d'eau et à la longueur entre prise d'eau externe et accès au bâtiment. Sans entrer dans les détails, on signale simplement que la valeur de  $N$  est au plus égale à 1.0 en présence de toutes les mesures normales les plus favorables. L'absence d'une quelconque mesure normale augmente le risque.

La réduction du risque n'est possible que par des mesures de protection spéciales comme la détection, par gardien ou par système automatique, la mise en place d'une installation de sprinkler, la transmission automatique de l'alarme, la présence d'un groupe de sapeurs-pompiers dans l'entreprise ou la présence d'évacuateurs de chaleur et de fumée. On retiendra que la mesure spéciale la plus efficace retenue par la méthode et donc, pourrait-on dire par extension, par les assureurs est une installation de sprinkler de classe 1, qui permet de diviser le risque par 2.

La résistance au feu des différentes parties du bâtiment intervient dans le facteur  $F$ , ce qui en fait le lien entre ce chapitre et les deux premières parties de la thèse. Le facteur  $F$  est lui-même formé du produit de 4 facteurs.

Le premier de ces facteurs,  $f_1$ , est lié à la résistance au feu de la structure portante. Il vaut 1 si aucune résistance au feu n'est assurée, 1.2. si la résistance sous feu ISO est de 30 ou 60 minutes et 1.3. si la résistance est de 90 minutes ou plus. On remarque donc que, suivant la philosophie de la méthode, il n'est pas pénalisant de n'avoir pas prévu de résistance au feu de la structure puisque, dans ce cas, le facteur  $F$  n'est pas réduit à une valeur inférieure à 1. Le fait d'assurer une résistance au feu est plutôt perçu comme une mesure de protection spéciale. L'effet de cette mesure est d'ailleurs assez limité, avec une valeur maximale de 1.3, bien plus faible que celui d'autres mesures.

Le deuxième facteur,  $f_2$ , quantifie la résistance au feu des façades du compartiment considéré. Sa valeur est liée au pourcentage de surface vitrée par rapport à l'ensemble de la surface de façade ainsi que de la résistance au feu de celle-ci. Il est compris entre 1.0 et 1.15.

Le facteur  $f_3$  est relatif à la propagation entre étages. La géométrie du bâtiment, la résistance au feu des dalles, le cloisonnement des ouvertures dans les dalles (les cages d'escalier, par exemple), ainsi que le nombre d'étage interviennent dans la détermination de ce facteur dont la valeur varie entre 1.0 et 1.3.

Enfin, le quatrième facteur,  $f_4$ , est lié à la propagation horizontale. Il peut atteindre 1.4 dans le cas de compartiments dont la surface au sol est inférieure à 50 m<sup>2</sup>, dont toutes les parois sont résistantes au feu une demi heure, et dont la surface des fenêtres vaut au moins 10 % de la surface au sol.

Le danger d'activation  $A$  représente une approximation du danger d'activation et de la probabilité d'occurrence d'un incendie. Il est lié à l'usage du bâtiment et à la nature des matières qui y sont entreposées. On considère, par exemple,  $A = 0.85$  pour les musées,  $A = 1.00$  pour les hôtels ou immeubles à appartements et  $A = 1.80$ , valeur maximale, pour les fabriques de fusées pour feux d'artifice, de vernis ou de peinture.

Pour faciliter l'application de la méthode, une liste d'environ 600 usages différents est proposée en annexe avec, pour chacun d'entre eux, une valeur proposée pour la charge au feu mobilière  $q_m$  et le facteur  $q$  qui lui est lié, les facteurs de combustibilité  $c$ , de formation de fumée  $r$ , de corrosion-toxicité  $k$  et le danger d'activation  $A$ . Pour les usages commerciaux, la distinction est faite entre la production et la vente, d'une part, et le stockage d'autre part. Cette liste est assez détaillée. On y trouve ainsi par exemple, côte à côte ; les archives et les armes ; les banques et les bateaux en bois ; le beurre et le béton ; les boucheries et les bougies ; les cercueils en bois et les chapelleries ; les écoles et les églises ; les glaces alimentaires et le goudron ; les motocyclettes et la moutarde ; les tourne-disques et les tracteurs. Le premier mot de la liste, *abattoirs*, aurait pu prêter à sourire, jusqu'à l'incendie des abattoirs d'Anderlecht en 1996 qui a causé des dégâts pour 1 milliard de francs belges.

L'utilisation de cette liste garantit, outre un gain de temps, une certaine uniformité entre les résultats de la méthode lorsqu'elle est appliquée par des personnes différentes.

### 13.1.2 Exemple d'application

A titre d'illustration, on propose ici l'application de la méthode suisse SIA 81 au bâtiment du Génie Civil de l'Université de Liège. Comme il s'agit plus de montrer les avantages et les problèmes posés par l'application pratique de cette méthode que d'aboutir à un résultat très précis, certains facteurs ont été estimés plus qu'ils n'ont été vraiment calculés. Les éventuelles incertitudes sont signalées dans le texte. On a aussi supposé l'existence d'un cloisonnement coupe feu entre ce bâtiment et l'aile qui abrite les laboratoires d'hydraulique.

Il est ici hors de question de calculer la charge au feu d'un bâtiment dont les locaux sont destinés à des usages si différents. Il faut se baser sur la liste proposée en annexe du



document. Le tableau I ci-dessous reprend quelques affectations qui pourraient s'appliquer chacune à certains locaux du bâtiment.

Usage	$q_m$ (KJ/m <sup>2</sup> )	$q$	$c$	$r$	$k$	$A$
Bibliothèque	2000	1.7	1.2	1.0	1.0	0.85
Décolletage	300	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0
Bureaux techniques	600	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0
Ecoles	300	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0
Menuiserie	500	1.3	1.2	1.0	1.0	1.45
Traitement des données, centre d'ordinateur	400	1.2	1.2	1.2	1.2	1.0

**Tableau 13.1 : Quelques types d'occupation**

Il importe de faire un choix. Comme, en règle générale, les locaux les plus souvent occupés sont les bureaux, on retiendra les valeurs relatives à ce type d'occupation ce qui, par ailleurs, donne aux coefficients une valeur plutôt médiane parmi toutes celles possibles. L'inventaire des usages divers dans le bâtiment, s'il peut désorienter au premier abord, présente en tout cas le mérite d'attirer l'attention sur 2 types de locaux particuliers. Les bibliothèques, à cause de leur grande charge au feu, et la menuiserie, à cause du grand risque d'activation. Il conviendrait probablement, pour réduire le risque global du bâtiment, de prendre des mesures particulières pour ces locaux. A proprement parler, la menuiserie se trouve dans l'aile des laboratoires d'hydraulique et on pourrait l'exclure, à condition d'assurer un bon cloisonnement.

A défaut d'un inventaire complet des produits chimiques présents dans certains laboratoires, on n'a pas pris en compte un usage du type "laboratoire de chimie" qui aurait été particulièrement pénalisant.

On retient donc,

$q = 1.3$  pour la charge thermique mobilière,  
 $c = 1.2$  pour la combustibilité,  
 $r = 1.0$  pour le danger de fumée et,  
 $k = 1.0$  pour le danger de corrosion/toxicité.

On calcule ainsi le danger inhérent au contenu :

$$P_1 = q c = 1.3 \times 1.2 = 1.56.$$

Avec ce type de construction utilisant exclusivement l'acier et le béton, l'indice de charge immobilière  $i$  vaut 1.0.

Comme l'écart de niveau entre le deuxième étage et la cour à l'arrière du bâtiment est de 14,30 m, le facteur  $e$  est de 1.75. On suppose que l'écart de niveau est à peu près le même

entre le troisième étage et le quai Banning, à l'avant du bâtiment. La surface d'un étage est estimée à 4000 mètres carrés sans décompte de la cour intérieure, peu accessible aux véhicules des sapeurs-pompiers. Le rapport longueur sur largeur est assez proche de 1.0, ce qui donne un facteur d'ampleur de surface de 1.6.

On calcule ainsi le danger inhérent au bâtiment :

$$P_2 = e g = 1.75 \times 1.6 = 2.80.$$

Le danger potentiel est ainsi :

$$P = P_1 P_2 = 1.56 \times 2.80 = 4.37.$$

Concernant les mesures de protection normales, on relève dans les couloirs de chaque niveau 8 extincteurs portables et 4 lances d'incendie et on considère sans autre vérification que ce nombre est suffisant. Les distances entre les bouches d'incendie et les entrées du bâtiment sont inférieures à 70 m. et ne donnent pas lieu à pénalisation. On ne tient pas compte de l'absence de la réserve d'eau de 240 m<sup>3</sup> qui devrait exister suivant la loi suisse, car on considère que la fiabilité de l'adduction d'eau dans la ville de Liège est convenable. On doit remarquer l'absence de personnel instruit, habitué à manipuler les extincteurs portatifs et les lances d'incendie à disposition et connaissant ses obligations en cas d'incendie. Par ce seul fait, le facteur des mesures de protections normales est réduit à  $N = 0.80$ .

Il n'y a pas de mesure spéciale de détection couvrant l'ensemble du bâtiment et, par conséquence, pas de transmission automatique d'alarme. On peut par contre reconnaître au corps de sapeurs-pompiers de la ville de Liège le niveau de qualification le plus élevé car il s'agit d'un corps professionnel, alertable en permanence, pouvant être en place endéans les 15 minutes et équipé conformément aux risques présents. Comme il n'y a pas d'échelon d'intervention de sapeurs-pompiers au sein du personnel de l'Institut du Génie Civil, le facteur  $s_3$  lié aux sapeurs-pompiers est de 1.60. Il n'y a pas de système de sprinklage ni de désenfumage de sorte que le facteur  $S$  relatif aux mesures de protection spéciales est égal au facteur  $s_3 = 1.60$ .

On peut raisonnablement admettre que la résistance de la structure portante mixte acier-béton est au moins de 90 minutes et adopter ainsi  $f_1 = 1.3$ . La présence de grandes surfaces vitrées en façade et de deux grandes cages d'escaliers faisant communiquer tous les niveaux, ainsi que l'absence de tout cloisonnement horizontal, interdisent de prendre en compte tout autre facteur favorable concernant la résistance.

On a ainsi :  $F = 1.3$

La mise en danger du bâtiment est donnée par l'équation 13.1.

$$B = \frac{P}{N S F} = \frac{4.37}{0.80 \times 1.60 \times 1.30} = 2.63$$

En ne prenant pas en compte la présence de laboratoires chimiques, comme on l'a dit précédemment, on estime que le danger d'activation est moyen comme, par exemple, dans les usines de fabrication de machine et d'appareils, mais plus élevé que dans les hôtels ou appartements. Ainsi, A vaut 1.2 et le facteur de risque effectif vaut, suivant l'équation 13.2:

$$R = B A = 2.63 \times 1.2 = 3.15.$$

Ce facteur est à comparer au risque acceptable, dont la valeur normale de 1.3 est prise en compte ici.

Le quotient de la sécurité contre l'incendie vaut donc, éq. 13.3 :

$$\gamma = \frac{R_u}{R} = \frac{1.3}{3.15} = 0.41$$

On constate ainsi que, d'après la méthode suisse SIA 81, la sécurité contre l'incendie est presque 2.5 fois trop faible.

Pour le cas d'un bâtiment nouveau à réaliser, on peut imaginer diverses solutions pour améliorer la situation, les limites étant essentiellement d'ordre financier. Dans le cas d'un bâtiment existant, les possibilités sont évidemment réduites.

Au prix d'un investissement initial assez faible, on pourrait instruire certains occupants au maniement des extincteurs portatifs et des lances d'incendie, leur remettre un résumé de leurs obligations en cas d'incendie et porter à leur connaissance les possibilités d'alarme ainsi que les possibilités de fuite et de sauvegarde. L'application de cette mesure requière une réelle attitude volontaire, surtout pour son maintien dans le temps, à cause du fait que certains des occupants sont périodiquement remplacés, les étudiants et les jeunes chercheurs, et que les autres chercheurs et les enseignants sont régulièrement en mission à l'extérieur. A supposer qu'une telle volonté existe, le facteur N relatif aux mesures de protection normales passerait de 0.8 à 1.0 mais le manque de fiabilité quant au maintien dans le temps de cette mesure conduit à ne pas en tenir compte.

On pourrait, à l'aide de quelques portes coupe feu, diviser le bâtiment en deux compartiments, chacun d'entre-eux comprenant une des deux cages d'escalier. Le problème du contournement de la cloison coupe feu par les vitres extérieures devrait être examiné. Il se pose essentiellement au niveau des angles intérieurs, là où deux couloirs se rencontrent perpendiculairement. On peut remarquer que la charge au feu est quasi nulle dans ces couloirs. Comme la surface de chaque compartiment passerait ainsi de 4000 à 2000 m<sup>2</sup> et comme le rapport longueur sur largeur serait assez proche de 2, le facteur d'ampleur de surface g serait ramené de 1.6 à 1.1.

Le fait d'avoir examiné le cloisonnement intérieur attire à nouveau l'attention sur le cloisonnement entre le bâtiment étudié et le bâtiment adjacent, lequel comprend entre autre un atelier de menuiserie, c'est-à-dire un des plus défavorables qui soit pour le risque incendie.

La mesure la plus efficace consisterait dans l'installation d'un système de détection capable de déceler tout feu naissant ( $s_1 = 1.45$ ) et de transmettre automatiquement l'alarme par l'intermédiaire d'une ligne téléphonique surveillée en permanence quand à sa fiabilité vis-

à-vis des court-circuit et du dérangement et ne pouvant être bloquée par d'autres communications ( $s_2 = 1.20$ ). Le binôme détection-transmission augmenterait la sécurité en la multipliant par un facteur 1.74.

Moyennant l'adoption des 2 mesures évoquées ci-dessus, cloisonnement et détection, le quotient de la sécurité contre l'incendie serait de 1.04, c'est-à-dire tout juste acceptable.

L'installation d'extracteurs de chaleur et de fumée au niveau des cages d'escalier améliorerait également la situation, normalement dans la même proportion que le cloisonnement et la formation du personnel. En pratique, l'efficacité de cette solution semble poser problème à cause du grand nombre de locaux séparés de ces cages d'escalier par une ou plusieurs portes.

A titre de variante, on pourrait remplacer la détection par un cloisonnement entre les 4 ailes du bâtiment. Si on pouvait ramener la surface de chaque compartiment à 1000 m<sup>2</sup> et leur donner un rapport longueur sur largeur de 4, le facteur d'ampleur de surface serait ramené de 1.6 à 0.5 et cette seule mesure donnerait une sécurité contre l'incendie de 1.32. Pour arriver à ce résultat, il faudrait remplacer certaines cloisons intérieures vitrées par des voiles en maçonnerie et examiner soigneusement les divers percements effectués au fil des ans pour le passage de tuyaux de chauffage, de lignes téléphoniques, de réseaux numériques, ... Le cas des grands auditoriums devrait aussi recevoir une attention particulière. Il conviendrait de les cloisonner eux aussi pour qu'ils ne constituent pas un lien de communication entre les deux cages d'escaliers, pour l'incendie ou pour les fumées.

La probabilité que ces mesures soient mises en oeuvre dans la réalité est pratiquement nulle. La première raison est que les investissements liés à la sécurité incendie n'ont pas de rentabilité apparente. Ils ne génèrent en tout cas aucun revenu. De ce fait, ils ne sont en général effectués que sous la pression d'une contrainte légale, ce qui n'est pas le cas ici. Ce n'est pas que l'Université ait le mépris de son personnel, mais le réflexe "cela n'arrive qu'aux autres" joue toujours lorsqu'on envisage la possibilité d'un incendie majeur. La deuxième raison, plus particulière, est liée à un possible déménagement. Si même la question du simple entretien du bâtiment se pose, on peut imaginer la réponse qui serait donnée à la question d'investissements liés à la sécurité.

A la suite de cet exercice, on pourrait toutefois conseiller aux occupants du bâtiment de prendre note de la position des extincteurs et des lances à incendie les plus proches de leur lieu de travail habituel, ainsi que d'éventuels chemins de fuite alternatifs. Cette recommandation vaut d'ailleurs quelque soit le bâtiment dans lequel on se trouve : hôtel, appartement de vacances, ... La seconde recommandation serait de stocker les sauvegardes informatiques dans un autre bâtiment. En cas d'incendie important, survenant par exemple la nuit et détecté tardivement, la probabilité d'une perte totale du bâtiment ou, en tout cas, de plusieurs locaux, n'est pas nulle et certains services pourraient voir leurs ordinateurs et leurs copies de sauvegarde pareillement détruits, si celles-ci sont trop proches de ceux-là.

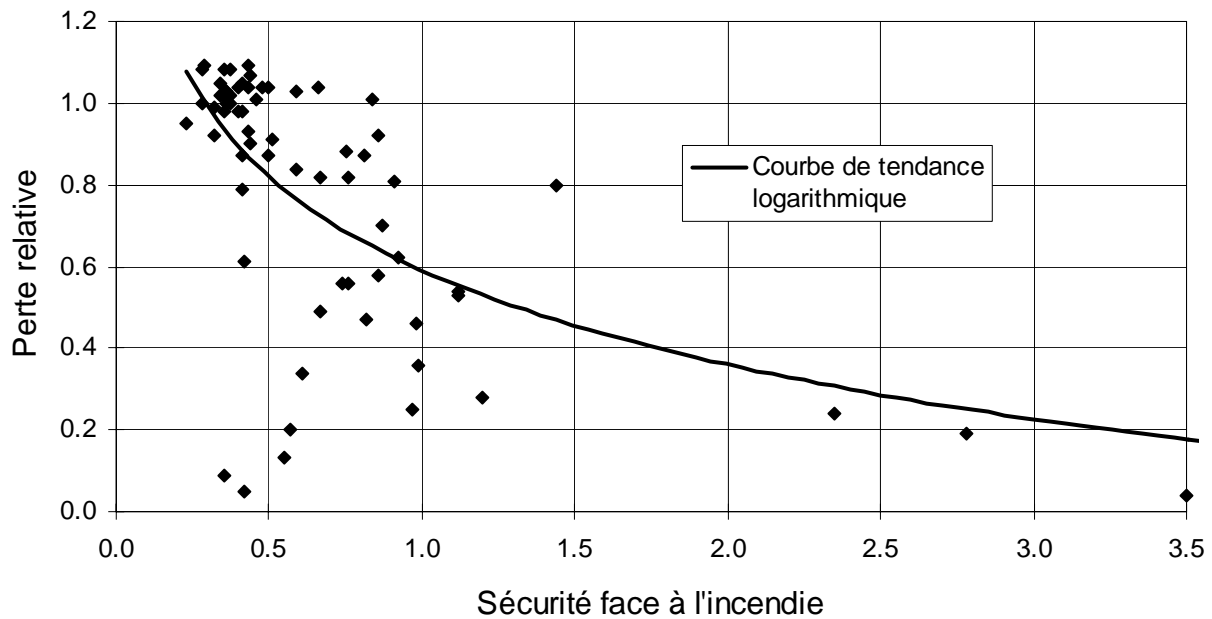
### 13.1.3 Conclusions

L'avantage le plus évident de la méthode suisse SIA 81 est sa simplicité. Elle ne nécessite pas l'utilisation d'outils numériques sophistiqués et l'ensemble des données nécessaires peut être rassemblé assez facilement. Le temps nécessaire pour appliquer cette méthode à un cas concret est assez réduit et le risque d'erreur est faible. Une conséquence de cette simplicité est que chacun peut maîtriser totalement le concept et, dans un cas pratique, le processus de décision. On peut parfois discuter longuement de la valeur précise à choisir pour tel ou tel facteur mais, dans la discussion, les autorités et le propriétaire sont sur pied d'égalité avec le bureau d'étude. Les hypothèses de base retenues pour chaque bâtiment forment directement le résultat. Il n'y a pas, entre les hypothèses et le résultat, de boîte noire à laquelle seuls les spécialistes ont accès et qui a tendance à effaroucher les non initiés.

Un autre grand avantage de cette méthode est qu'elle permet l'adoption de solutions alternatives. Il est ainsi possible de choisir, parmi les diverses solutions possibles, celle qui répond le mieux aux exigences particulières posées par chaque cas. Lorsque l'adoption d'une mesure de protection normale est rendue impossible par une contrainte spéciale, on peut envisager d'autres solutions qui garantissent le même niveau de sécurité. Le tableau 13.2 donné ci-après est directement extrait du document [SI84] ; il montre bien que, dans son concept, la méthode est prévue pour l'examen de diverses variantes.

BATIMENT Institut du Génie Civil		LIEU Liège		RUE Quai Banning n° 6		
Partie du bâtiment		VARIANTE	VARIANTE <sup>2 cloisons</sup> détection	VARIANTE 4 cloisons		
Compartment: Type de bâtiment:		1 = b = AB = 4000 m <sup>2</sup> 1/b = 1	1 = b = AB = 2000 m <sup>2</sup> 1/b = 2	1 = b = AB = 1000 m <sup>2</sup> 1/b = 4		
TYPE-DE CONCEPT						
DANGERS POTENTIELS	q Charge thermique mobilière	Qm = 600	1,3	Qm =	Qm =	
	c Combustibilité		1,2			
	r Danger de fumée		1,0			
	k Danger de corrosion		1,0			
	i Charge thermique immobilière.		1,0			
	e Niveau d'étage		1,75			
	g Ampleur de surface		1,6	1,1	0,5	
P DANGER POTENTIEL	qcrk · ieg	4,37	qcrk · ieg	3,00	qcrk · ieg 1,36	
MESURES DE PROTECTION	n <sub>1</sub> Extincteur portatif		1,0			
	n <sub>2</sub> Hydrant intérieur		1,0			
	n <sub>3</sub> Adduction d'eau	.....	1,0	.....	.....	
	n <sub>4</sub> Conduite de transport		1,0			
	n <sub>5</sub> Personnel instruit	E.....	0,8	E.....	E.....	
	N MESURES NORMALES	n <sub>1</sub> ... n <sub>5</sub>	0,8	n <sub>1</sub> ... n <sub>5</sub>	0,8	n <sub>1</sub> ... n <sub>5</sub> 0,8
	s <sub>1</sub> Détection du feu		1,0	1,45		
	s <sub>2</sub> Transmission d'alarme		1,0	1,20		
	s <sub>3</sub> Sapeurs-pompiers		1,6			
	s <sub>4</sub> Echelons d'intervention		1,0			
	s <sub>5</sub> Installations d'extinction		1,0			
	s <sub>6</sub> Evacuateurs de fumée		1,0			
	S MESURES SPECIALES	s <sub>1</sub> ... s <sub>6</sub>	1,6	s <sub>1</sub> ... s <sub>6</sub>	2,78	s <sub>1</sub> ... s <sub>6</sub> 1,6
	f <sub>1</sub> Structure porteuse	F = > 90	1,3	F =	F =	
	f <sub>2</sub> Façades	F =	4,0	F =	F =	
f <sub>3</sub> Plafond	F =	1,0	F =	F =		
. Séparation des étages/ . Communications verticales	.....	.....	.....	.....		
f <sub>4</sub> Grandeur des cellules	AZ =		AZ =	AZ =		
. Surface fenêtres	AF/AZ =		AF/AZ =	AF/AZ =		
F MESURES DE LA CONSTRUCTION	f <sub>1</sub> ... f <sub>4</sub>	1,3	f <sub>1</sub> ... f <sub>4</sub>	1,3	f <sub>1</sub> ... f <sub>4</sub> 1,3	
B Mise en danger	$\frac{P}{N \cdot S \cdot F}$	2,63	$\frac{P}{N \cdot S \cdot F}$	1,04	$\frac{P}{N \cdot S \cdot F}$ 0,82	
A Danger d'activation		1,2		1,2	1,2	
R Risque incendie effectif	B · A	3,15	B · A	1,25	B · A 0,98	
PH,E Mise en danger des personnes	H = p =		H = p =		H = p =	
R <sub>U</sub> Risque limite accepté	1,3 · PH,E	1,3	1,3 · PH,E	1,3	1,3 · PH,E 1,3	
γ Sécurité incendie	$\gamma = \frac{R_U}{R}$	0,41	$\gamma = \frac{R_U}{R}$	1,04	$\gamma = \frac{R_U}{R}$ 1,32	
Remarques Vérifier le cloisonnement avec les laboratoires d'hydraulique						

Tableau 13.2 : Extrait du document suisse SIA 81



**Fig. 13.3 : Corrélation entre perte et sécurité**

Dans une étude récente, Fontana a réanalysé le cas de 67 incendies majeurs répertoriés dans la base de donnée des sapeurs-pompiers du canton de Berne, portant sur les 10 dernières années. L'axe horizontal de la figure 13.3 porte le coefficient de sécurité face à l'incendie calculé par la méthode suisse et l'axe vertical porte, pour chaque bâtiment, la perte relative, c'est-à-dire le rapport entre la perte et la valeur assurée. Plusieurs valeurs sont supérieures à 1.0, ce qui montre que certains bâtiments étaient sous assurés. La courbe de tendance logarithmique sur le graphique tend à confirmer la validité de la méthode. Lorsque la sécurité était inférieure à 0.5, il en est presque toujours résulté une perte totale. Accepter une sécurité comprise entre 0.5 et 1.0 revient à jouer avec le feu. Les 7 cas d'incendie dans les bâtiments présentant une sécurité suffisante ont presque tous donné lieu à une perte limitée. Enfin, il est significatif qu'on n'ait trouvé que 7 cas où le bâtiment présentait une sécurité suffisante et où la perte totale ait dépassé 1 millions de francs suisses.

Les inconvénients de cette méthode sont de deux ordres différents.

D'ordre géopolitique, tout d'abord. Quelle chance une méthode qui a été développée spécifiquement dans un pays aurait-elle de s'imposer au niveau international et d'être acceptée dans un autre pays ? Certains facteurs ne seraient-ils pas remis en question parce qu'on les jugerait trop spécifiques à la situation de la Suisse. On a vu, par exemple, dans l'application détaillée, que le facteur lié à la présence obligatoire, en Suisse, d'une réserve d'eau sur place nécessite une interprétation. La configuration géographique et le climat d'un pays montagneux comme la Suisse n'ont rien de comparable avec le climat d'un pays de plaine ou avec le réseau routier d'un pays fortement urbanisé comme la Hollande, par exemple. En Belgique, l'ANPI a publié la méthode FRAME établie par de Smet [DE88b] sur base de la méthode SIA. Par rapport à celle-ci, l'utilisation de formules est préférée à celle de tableaux mais, surtout, le

risque d'incendie n'est pas seulement évalué par rapport aux biens mais aussi par rapport aux personnes et par rapport à la perte d'exploitation. L'existence même de cette méthode FRAME montre qu'il y a de la réticence à accepter telle quelle une méthode développée à l'étranger lorsqu'elle n'est pas purement mathématique ou technique mais qu'elle comporte une part d'appréciation.

Il existe aussi un inconvénient d'ordre technique, lié au fait que la méthode est fort globalisante et qu'elle ne donne, à elle seule, aucune information précise sur les conséquences d'un incendie éventuel. Quelles seront les températures des gaz chauds ? Doit-on craindre un effondrement ? Tous le compartiment sera-t-il envahi par la fumée ou restera-t-il une zone libre de hauteur suffisante ? On constate par exemple que si, parfois, la résistance au feu de la structure occupe dans les règlements une place disproportionnée par rapport à son rôle véritable, cette méthode n'accorde peut-être pas assez d'importance à la résistance. On trouve plusieurs tableaux où il est fait mention de bâtiments à 8 étages. Dans un tableau, une ligne s'applique même aux bâtiments de 11 étages et plus ou d'une hauteur de 34 m et plus, ce qui montre que la méthode est sensée couvrir ces bâtiments. Or, une application stricte de la méthode la méthode SIA 81 pourrait fournir une sécurité incendie acceptable, même si la structure n'a aucune résistance au feu et que, théoriquement, elle s'effondre peu après la naissance d'un incendie survenant au rez-de-chaussée. Cette situation est difficilement acceptable. Enfin, la résistance de la structure est évaluée sous incendie normalisé et il n'est pas tenu compte des caractéristiques de l'incendie qui pourrait réellement se développer.

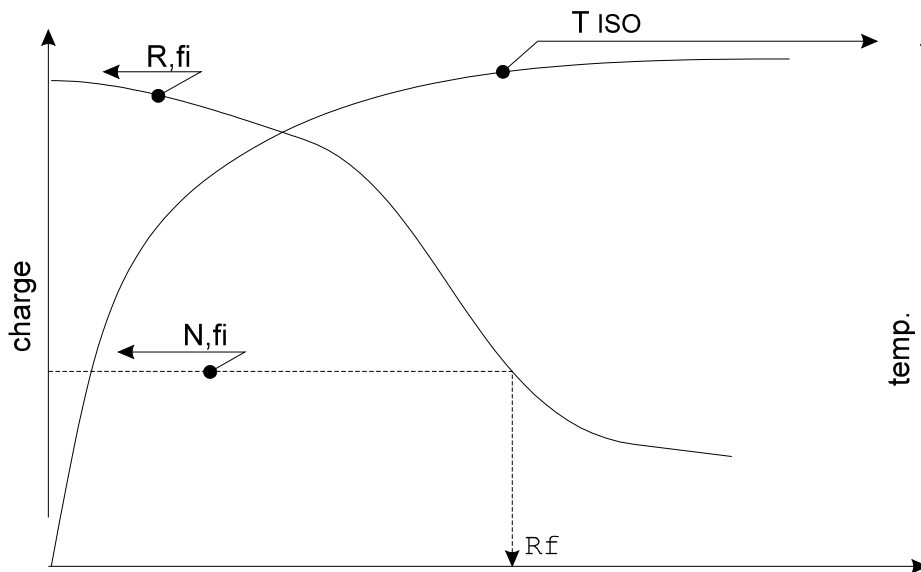
Comme on l'a déjà signalé, une réflexion est actuellement en cours sur le sujet en Europe dans le cadre d'une recherche financée par la Commission Européenne. Le concept de sécurité ébauché dans le cadre de cette recherche est exposé au paragraphe suivant.

## 13.2 PRISE EN COMPTE D'UN INCENDIE REEL

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

La figure 13.4 montre, de manière schématique, l'évolution de la température telle qu'elle est prescrite par la norme ISO 834, ainsi que la décroissance au cours du temps de la capacité portante d'une structure  $R_{fi}$ . Au moment où la capacité portante devient égale à la charge appliquée  $N_{fi}$ , il y a ruine et cet instant détermine la résistance au feu de la structure,  $R_f$  sur la figure. Si cette durée est au moins égale à la durée de résistance prescrite, on considère que la situation est satisfaisante, c'est-à-dire qu'on admet un effondrement, à condition qu'il survienne après la durée prescrite. Comme les courbes d'incendie normalisé croissent de façon monotone, la ruine de la structure survient toujours, tôt au tard. Il n'est, en corollaire, pas obligatoire d'évaluer le degré de sécurité sur les charges qui existe lorsqu'on a atteint la durée prescrite.

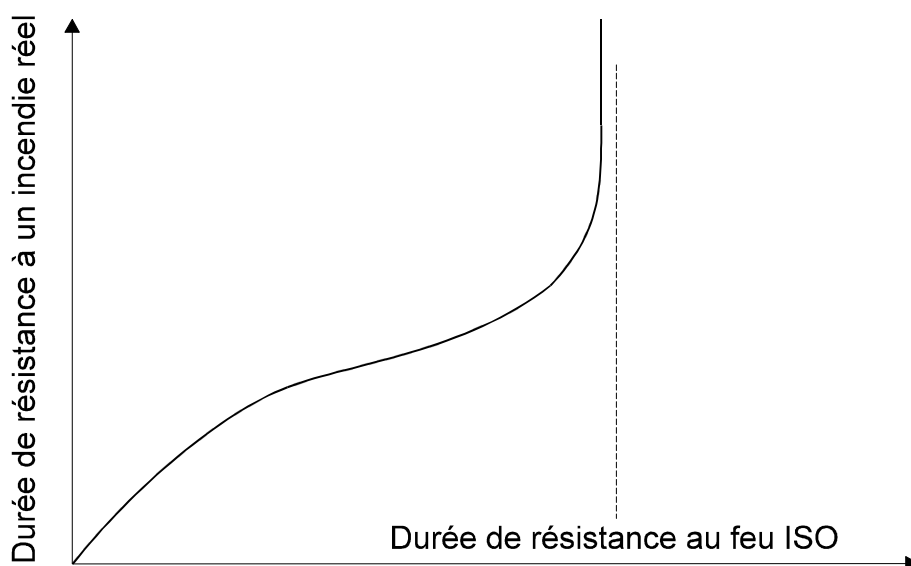




**Fig. 13.4 : Concept d'incendie normalisé**

La durée de résistance requise dépend d'un nombre limité de facteurs parmi lesquels on retrouve, dans tous les règlements, la hauteur ou le nombre d'étage, ainsi que le type d'usage des locaux : hall industriel, hôtel, école, hôpital, bureaux, ... On peut considérer que le fait de tenir compte de ces deux facteurs pour fixer l'exigence sous feu ISO, c'est déjà faire du *fire engineering* sans le savoir. On estime la probabilité de déclenchement d'un incendie et ses conséquences et on impose l'exigence la plus sévère dans les cas les plus critiques. Cependant, comme ce jugement est basé sur des estimations peu fiables et que les objectifs ne sont pas définis clairement, on arrive parfois à des situations aberrantes. Pour les parkings à façades ouvertes, par exemple, on trouve en Europe des exigences de résistance au feu variant, d'un pays à l'autre, entre 0 et 120 minutes [EC93]. Une exigence sévère dans un parking a parfois été justifiée par le fait que certaines personnes abandonnent leur enfant en bas âge dans leur voiture pendant la durée de leurs courses [LA94]. C'est peut-être vrai mais, pour l'enfant malheureusement prisonnier dans un parking où un incendie complètement développé fait rage, ce qui est l'hypothèse de la courbe ISO, cela ne fait pas une grande différence que la structure garde ou non sa capacité portante pendant 2 heures. Manifestement, les objectifs n'avaient pas été clairement identifiés par celui qui a formulé cette remarque. L'approche suivie par la *Fédéral Aviation Administration* pour les toboggans gonflables des avions paraît beaucoup plus logique. En cas d'incendie à l'extérieur de l'avion, suite à un accident de roulage au sol ou à un atterrissage raté, *post crash fire*, ces dispositifs d'évacuation doivent être capables de résister à une sollicitation thermique tout juste supérieure à celle qui, à coup sûr, entraînerait la mort des passagers empruntant le toboggan [HI94]. Toute résistance additionnelle coûte et elle est inutile, voir néfaste si on travaille à budget constant pour assurer la sécurité des passagers.

Il existe une confusion manifeste dans l'esprit de nombreuses personnes entre minutes d'expositions à la courbe ISO et minutes réelles. Une durée de résistance au feu à la courbe ISO signifie que la structure est capable de rester stable pendant cette durée lorsqu'elle est soumise de manière uniforme à l'incendie normalisé. Ce temps passé dans un four, si la détermination de la résistance est basée sur un essai, n'est généralement pas égal au temps pendant lequel l'élément pourrait supporter un incendie réel. Or, cette égalité est souvent supposée inconsciemment lorsque, pour fixer une exigence en terme de feu ISO, on fait du *Fire Engineering* sans le savoir. On essaye d'estimer combien de temps la structure devrait rester stable, pour assurer l'évacuation du bâtiment par exemple, en fonction de divers critères et on impose une exigence de durée de résistance à l'incendie ISO plus ou moins liée à ce temps de sécurité estimé, sans se préoccuper de la sévérité de l'incendie qui pourrait réellement exister. Il aurait mieux valu, historiquement, exprimer la résistance au feu ISO en terme de classes, A, B, C et D par exemple, plutôt qu'en terme de minutes. Comme le poids de l'histoire empêchera certainement qu'on en vienne un jour à une telle définition, il conviendrait de distinguer entre "minutes de temps", ou simplement "minutes", pour les durées liées à la réalité et "minutes ISO" pour les durées qui ne servent que de critère à un test normalisé. La seule chose qu'on puisse raisonnablement postuler c'est que, pour chaque structure et chaque incendie, il existe une relation monotonément croissante entre les minutes réelles et les minutes ISO, comme l'indique la figure 13.5.



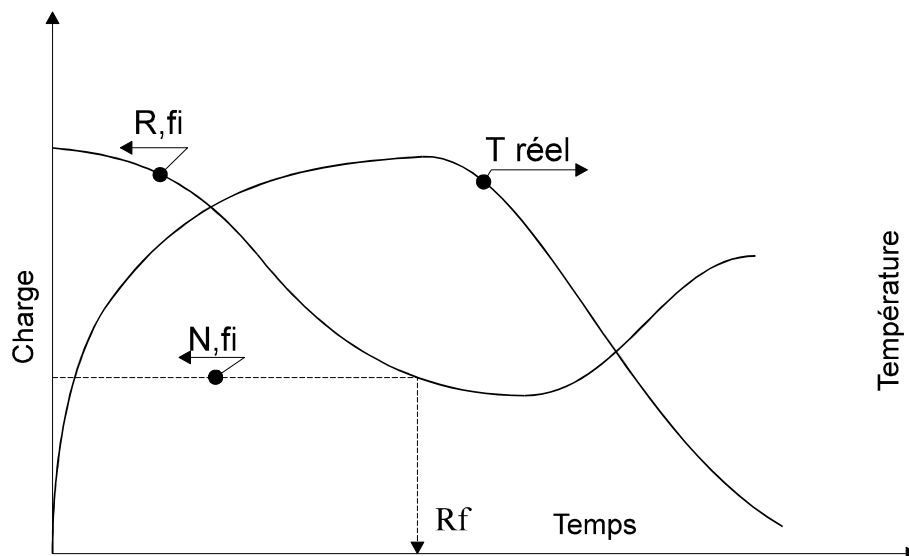
**Fig. 13.5 : Relation entre minutes réelles et minutes ISO**

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

Le cas le plus simple d'un incendie réel entièrement développé dans un compartiment est schématisée à la figure 13.6. S'il se déroule dans un bâtiment dont la structure conserve son intégrité, l'incendie réel comporte une phase de température ascendante, une phase de température plus ou moins stabilisée mais, sauf dans des cas très particuliers, il se termine toujours par une phase de température décroissante, lorsque l'incendie s'arrête faute de combustible. La capacité portante de la structure diminue au cours du temps mais, après avoir atteint un minimum, elle reprend en général une valeur plus élevée. Comme dans le cas d'un incendie normalisé, l'intersection entre l'horizontale donnant la charge appliquée et la courbe de capacité portante donne la durée de résistance au feu.

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

Le temps de stabilité qui est nécessaire peut aussi être influencé par les conséquences d'un effondrement. Pour des halls de stockage industriels, par exemple, on pourrait décider que le concept de sécurité incendie se limite à l'évacuation des quelques travailleurs éventuellement présents qui ont une bonne connaissance des lieux, une bonne mobilité et qui, normalement, ne dorment pas lorsqu'un éventuel incendie se déclare. Après l'évacuation, rien n'empêche de laisser l'incendie se développer et le bâtiment s'effondrer, pour autant que les risques de propagation aux bâtiments voisins et de rejets d'éventuelles fumées toxiques dans l'atmosphère soient couverts, et pour autant que la perte d'exploitation soit acceptée ou assurée. Une résistance de l'ordre de 15 minutes réelles serait alors tout-à-fait suffisante. Le grand avantage du concept d'incendie réel est que, à l'inverse, si les conséquences d'un effondrement sont totalement inacceptables, il est possible d'effectuer le dimensionnement avec comme objectif d'éviter la ruine. Si, sur la figure 13.6, la courbe de capacité portante ne rencontre pas l'horizontale des charges appliquées, il n'y a pas de ruine possible et la durée de résistance est infinie. C'est là le sens de l'asymptote verticale sur la figure 13.5. Dans le cas d'une exigence de stabilité infinie, on peut imaginer l'introduction d'une certaine sécurité sur la capacité portante, soit au niveau des charges appliquées, soit au niveau de la charge au feu, c'est-à-dire de l'incendie. Il est également possible d'obtenir une estimation de la capacité portante rémanente après incendie, souvent assez élevée pour les structures en acier, parfois moins importante pour les structures en béton, et de prendre une décision concernant la démolition, la réparation ou la réutilisation immédiate, ce que ne permet pas le concept d'incendie normalisé.

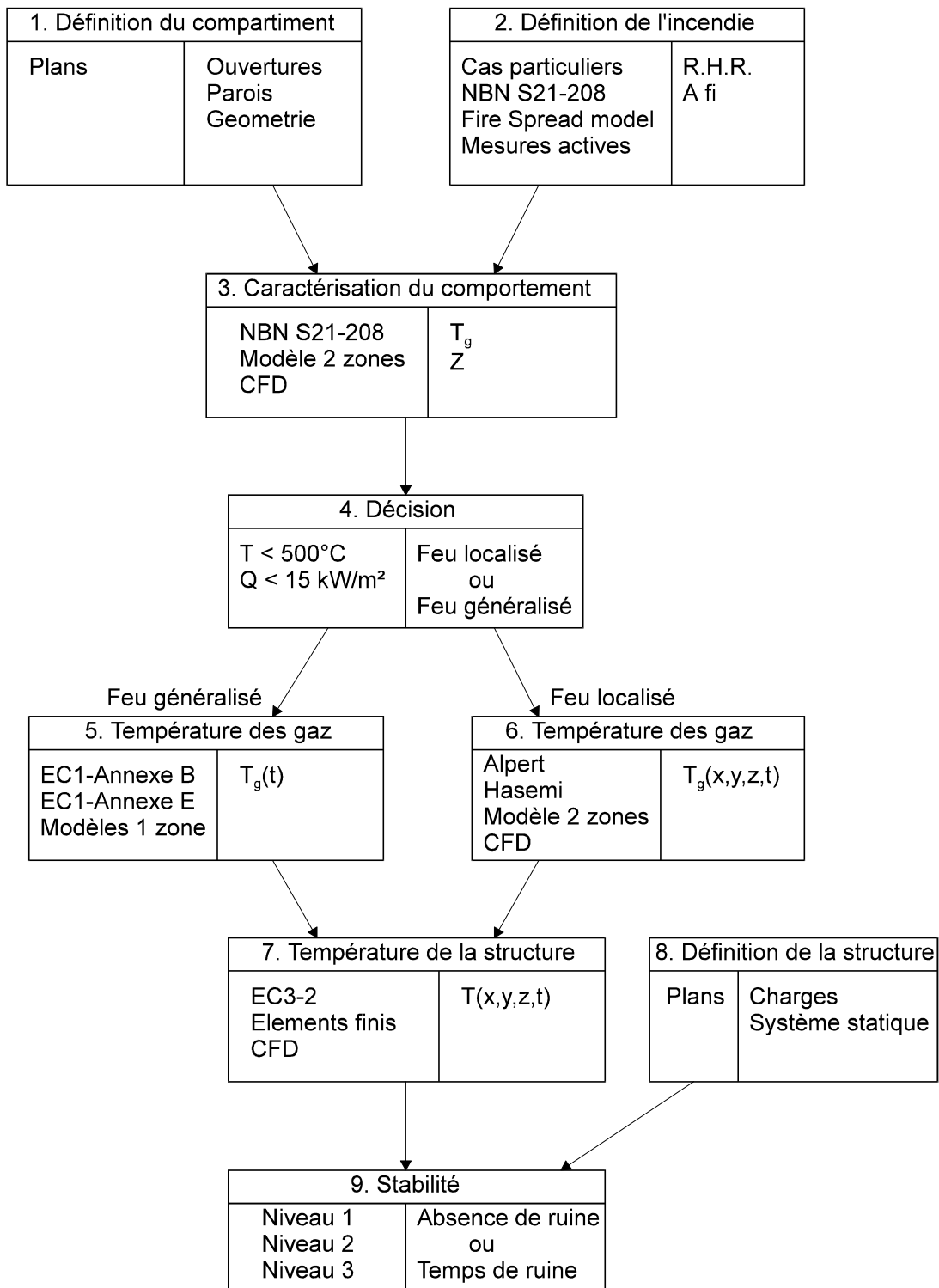


**Fig. 13.6 : Concept d'incendie réel**

L'organigramme de la figure 13.7 permet de mieux situer les unes par rapport aux autres les différentes étapes qui interviennent dans la mise en oeuvre du concept d'incendie naturel, les différents outils à mettre en oeuvre et les décisions à prendre. Il s'inspire assez largement de celui qui a été proposé par Schleich et Cajot dans le cadre de la recherche "*Competitive Steel Buildings through Naturel Fire Safety Concept*" [SC96b]. Plusieurs éléments de cet organigramme seront repris plus en détail dans les chapitres suivants, dans lesquels on mettra plus particulièrement l'accent sur certaines contributions apportées à l'Université de Liège.

Chacune des étapes est représentée par un rectangle divisé en trois parties.

- La partie supérieure comprend l'intitulé de l'étape en question.
- En-dessous, à gauche, se trouvent les différents outils à utiliser, conjointement ou séparément, pour passer l'étape en question. Il paraît en effet important de proposer, chaque fois que c'est possible, des outils présentant des degrés de sophistication différents, les plus simples étant facilement applicables à des problèmes courants et les plus complexes étant réservés à des projets de grande taille. Dans cette dernière situation, les outils simples sont malgré tout d'un grand intérêt car ils permettent de vérifier aisément les résultats fournis par les outils complexes. Il importe, au cours d'une même application, de garder une certaine cohérence entre les degrés de sophistication des différents outils. Il n'est pas logique, par exemple, de détailler de façon très précise l'évolution de la température des gaz, puis de considérer que la structure a toujours une température critique de 540°C, pas plus qu'il n'est logique d'effectuer des calculs statiques 3D, basés sur un incendie normalisé. Trop souvent, hélas, l'un des deux aspects est fortement privilégié, suivant la sensibilité et le domaine de compétence de celui qui a le problème en charge ; ingénieur de structure ou ingénieur de l'incendie. C'est un défi plus difficile qu'il n'y paraît de concilier les deux facettes du problème : l'incendie et la structure.
- En-dessous de chaque rectangle de l'organigramme, dans la partie droite, se trouve l'objectif, le résultat à atteindre au cours de l'étape en question.



**Fig. 13.7 : Organigramme de prise en compte d'un incendie naturel**

**La première étape** concerne la **définition du compartiment**. Apparemment, c'est la plus simple ; en fait, il n'en est rien.

La manière dont la géométrie, c'est-à-dire le volume intérieur, est prise en compte par l'outil qui servira à calculer les températures des gaz oblige souvent à simplifier la géométrie réelle. Le cas du volume parallélépipède rectangle ne pose aucun problème. Le simple fait d'avoir un entrain retroussé n'est pas acceptable sans interprétation par les modèles qui considèrent une hauteur constante du compartiment ni par ceux dans lesquels le volume est divisé suivant un maillage qui s'exprime dans des axes cartésiens. Ici, on prendra bien sûr une hauteur moyenne de manière à conserver le volume initial. Il existe cependant des cas où la simplification n'est pas aussi simple.

La nature des parois est importante parce qu'elle conditionne la quantité d'énergie absorbée par leur échauffement et, éventuellement, évacuée vers l'extérieur par conduction. Certains modèles n'acceptent comme modèle des parois qu'un milieu semi-indéfini homogène. En cas de paroi composée de couches successives de matériaux différents, des règles simples ont été proposées pour l'estimation de propriétés thermiques équivalentes, mais leur application requière une bonne connaissance du phénomène. Si, par exemple, on utilise un modèle qui évalue les pertes vers les parois par la théorie de la pénétration dans un milieu semi indéfini et que, les parois étant constituées de tôles minces en acier, on utilise telle quelle l'effusivité de l'acier, on surestime très fortement la capacité de la paroi à absorber de la chaleur. On modélise en fait, sans le savoir, un compartiment un peu semblable à l'intérieur d'un ancien char d'assaut avec ses parois très épaisses en acier. D'autres modèles acceptent une modélisation des parois en plusieurs couches, éventuellement formées de matériaux différents. Tous les modèles n'acceptent cependant pas de prendre en compte plusieurs parois différentes et aucun, à notre connaissance, ne prend en compte des parois hétérogènes dans leur plan comme, par exemple, des colonnes métalliques entre lesquelles se trouve un galandage. Pour ce dernier cas très simple, on considère bien sûr que l'effet des colonnes est très local et on le néglige.

Les ouvertures vers l'extérieur jouent un rôle très important dans le développement d'un incendie puisque, d'une part, elles conditionnent l'apport en oxygène et que, d'autre part, elles permettent une évacuation des gaz chauds et de l'énergie qu'ils contiennent. Ici aussi des décisions doivent être prises. Telle ou telle porte sera-t-elle ouverte ou fermée ? Et quelle est la situation la plus défavorable, si les deux sont possibles ?

Ces quelques considérations montrent la distance qu'il y a parfois entre les plans d'exécution d'un bâtiment et l'idéalisation qu'il faut en faire pour le calcul. Il importe donc que les hypothèses admises dans chaque cas soient clairement formulées et, si cela est nécessaire, que leur influence soit analysée par la réalisation de calculs successifs dans lesquels elles varient. En général, ces hypothèses peuvent être discutées sur pied d'égalité par tout les intervenants car elles résultent de l'interprétation des plans d'exécution. Le fait qu'il faille parfois considérer plusieurs hypothèses différentes et que le résultat puisse en dépendre peut parfois effrayer, surtout par rapport à la situation déterministe si confortable de l'incendie normalisé. Personne, pourtant, n'est désarçonné par le fait que, pour le calcul ordinaire d'une structure à froid, il faille aussi considérer plusieurs cas de charges !

**La deuxième étape concerne la définition de l'incendie.** C'est la plus importante.

En effet, quels que soient les outils qui seront utilisés en aval, le résultat final sera avant tout influencé par la sévérité de l'incendie qui a été définie en amont. Il en est d'ailleurs de même pour le résultat d'un calcul statique à froid qui est avant tout influencé par les

charges appliquées à la structure. Dans certains cas particuliers, il est possible d'avoir une bonne connaissance de l'incendie et de la manière dont il dégage son énergie au cours du temps, parce que la charge d'incendie est bien connue. C'est le cas, par exemple, des incendies dans les parkings où la seule charge au feu est constituée par les voitures. Le chapitre 16 sera consacré à ce problème et on y décrira une série de tests effectués pour connaître l'énergie dégagée par la combustion d'une voiture. On connaît aussi relativement bien la nature de l'incendie dans ce qu'on appelle en anglais les *pool fires*. Il s'agit de la combustion d'un liquide répandu sur le sol suite, par exemple, à une fuite d'huile hydraulique d'une machine ou du carburant d'un moteur. La nature du liquide inflammable et la surface sur laquelle il s'est répandu suffisent à bien cerner le phénomène. On a déjà indiqué que, dans la méthode suisse SIA 81, se trouve une table très détaillée reprenant, pour différents type d'usage des locaux, la charge au feu qui peut s'y trouver. C'est une manière de définir la sévérité potentielle de l'incendie. Une liste semblable a aussi été publiée par le CIB [CI83]. Moins détaillée en ce qui concerne le type d'occupation, elle a l'avantage de présenter, en plus de la valeur moyenne, les fractiles à 80, 90 et 95 %. En Belgique, on trouve aussi le même type de liste dans la norme NBN S21-208 sur les évacuateurs de fumée [NB93]. Cette liste est elle-même une compilation de deux sources différentes, [MO87] et [NF91]. La norme belge propose aussi une valeur pour la surface de la zone incendiée à considérer, variant entre 9 m<sup>2</sup>, pour les établissements de catégorie 1, à 81 m<sup>2</sup>, pour les établissements de catégorie 4. En fait, la multiplicité de ces listes constitue un réel problème car aucune d'entre elles ne s'est vraiment imposée et l'apparition de chaque nouvelle liste apporte souvent plus de confusion que d'informations nouvelles tant sont fréquents les recopiations et les compilations. Dans le cadre de la recherche *Natural Fire Safety Concept*, c'est le groupe de travail 3 "*Fire Characteristics*" dirigé par L. Twilt du T.N.O. qui a en charge l'analyse du problème de la caractérisation des incendies. Un progrès considérable serait accompli s'il était possible de dégager une liste finale qui serait introduite au sein de l'Eurocode 1 sur les actions. On peut par ailleurs signaler que la norme belge S21-208 est le document qui sert de base pour la future norme CEN/TC191/WG5 "*Sprinklers and water spray systems and components*", ce qui lui donne un poids particulier.

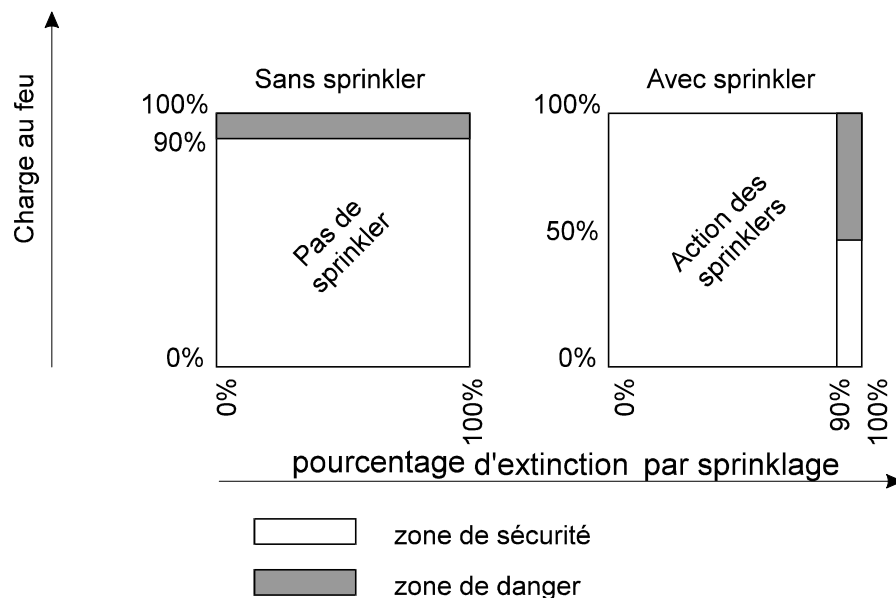
De manière encore plus simple, on définit parfois l'incendie par la puissance qui s'en dégage par unité de surface au sol. Les 2 valeurs de 500 kW/m<sup>2</sup> et de 250 kW/m<sup>2</sup> sont souvent citées. Le BSI retient la première valeur pour les commerces et la seconde pour les bureaux [BS96]. La NBN S21-208 mentionne la première valeur en cas de ventilation mécanique et la seconde valeur en cas de ventilation naturelle.

Dans de nombreux règlements et de nombreuses méthodes, il est admis de multiplier la charge au feu relevée, par exemple, dans une table par un coefficient de sécurité pour tenir compte de l'action éventuelle de mesures de protection actives. On trouve ainsi de manière récurrente un coefficient de 0.6 en présence d'un système de sprinklage. Cela peut surprendre car, si les têtes de sprinklage peuvent avoir un effet bénéfique sur le développement d'un incendie, ce n'est certainement pas au travers d'une réduction de la charge au feu que leur action se manifeste. On ne peut comprendre ce coefficient que par des considérations probabilistes. La figure 13.8 illustre le propos de manière très simplifiée. On envisage les cas où un incendie se déclenche sans avoir été détecté et maîtrisé dans sa phase initiale.

- Le carré de gauche concerne les bâtiments qui n'ont pas de système de sprinklage. L'axe horizontal, qui concerne le pourcentage des cas où le système automatique d'extinction

fonctionne correctement, n'a pas de vraie signification, puisqu'il n'y a pas de sprinkler. L'axe vertical porte le fractile de la charge d'incendie. Si le bâtiment a été prévu pour résister à un incendie créé par une charge d'incendie correspondant au fractile à 90 %, ce qui paraît déjà assez sévère pour une action exceptionnelle, on admet donc implicitement que le bâtiment risque de se trouver en situation de danger dans 10 % des cas.

- Le carré de droite correspond au cas où un système de sprinklage est installé. Les innombrables sources d'origines diverses mentionnent, comme taux d'échec du système d'arrosage automatique, des valeurs comprises entre 0 et, au grand maximum, 10 % des cas. La cause la plus fréquente d'échec est la fermeture, volontaire ou non, du circuit d'eau dans le système. Dans 90 % des cas, au moins, l'incendie est contrôlé et on est en zone de sécurité quelle que soit la charge au feu. A cause des 10 % de cas où les sprinklers pourraient ne pas fonctionner, il est cependant souhaitable de contrôler si l'effondrement du bâtiment ne risque pas de survenir de manière certaine. On va alors dimensionner comme s'il n'y avait pas de sprinklage, mais avec un autre fractile de la charge au feu, pour tenir compte du fait qu'il s'agit d'un cas anormal dans une situation accidentelle. On prendra, par exemple, la valeur moyenne de la charge au feu, c'est-à-dire le fractile à 50 %. La zone de danger n'est plus alors que de 5 %. On pourrait comparer la situation à celle d'un pilote automobile qui, en compétition, boucle sa ceinture de sécurité et porte son casque intégral, parce que le risque d'accident est élevé. Lorsqu'il conduit sa voiture privée, le risque d'accident est moins élevé et, tenant compte de ce fait, il ne porte jamais son casque. Pour se prémunir des conséquences graves d'un accident de la route, toujours possible, il porte quand même sa ceinture de sécurité. Bien sûr, lorsqu'il conduit à titre privé, il réduirait encore ses risques s'il portait le casque mais, au total, il court moins de risque que lors des compétitions. Cette comparaison est bien entendu qualitative.



**Fig. 13.8 : Prise en compte des sprinklers**

C'est par hasard qu'en multipliant la valeur du fractile utilisé en l'absence de sprinklage, 90 %, par le coefficient de 0.6 appliqué à la charge au feu en cas de sprinklage on



obtient à peu près la valeur du fractile égale à 50 %. Des considérations statistiques assez sophistiquées ont par exemple été utilisées pour justifier la valeur de 0.6 dans la norme DIN 18230 [DI95]. On peut toutefois se demander si la connaissance des coefficients de variation relatifs aux diverses variables prises en compte est suffisante pour donner au résultat final du calcul mathématique détaillé plus de valeur qu'au résultat d'un raisonnement très simple comme celui développé ci-dessus.

Dans le cadre de la recherche *Natural Fire Safety Concept*, les membres du *Working Group II - Probabilistic aspects* animé par Cajot ont montré comment il est possible de calculer les coefficients de pondération des charges au feu, en appliquant la même approche semi probabiliste de la sécurité que celle utilisée dans l'Eurocode 1 - Partie 1 [EC-11] pour déterminer les coefficients partiels de sécurité sur les actions à température ordinaire. On peut par exemple montrer sur base des probabilités conditionnelles que, à condition d'accepter une certaine probabilité de ruine, *target value*, il est effectivement possible dans certains cas où la probabilité de déclenchement d'un incendie est très faible de rencontrer l'objectif visé en affectant la charge au feu d'un facteur de pondération nul [CA97]. C'est en fait la position adoptée dans la méthode suisse SIA 91 qui admet que, dans certains cas où les moyens de protection active sont de manière évidente surabondants par rapport au risque d'incendie existant, on puisse construire une structure n'ayant aucune résistance au feu.

### **La troisième étape concerne la caractérisation du comportement de l'incendie.**

Il convient en fait de savoir si l'incendie qui, au départ, est toujours localisé va garder ce caractère ou si un embrasement généralisé, *flash over*, est à craindre.

Dans certains cas, cette étape est inutile car on sait que l'embrasement généralisé aura lieu. C'est le cas des compartiments de petites dimensions : chambre d'hôtel, d'hôpital. On exclut en effet les situations où l'incendie est contrôlé dans sa phase initiale par extincteurs portables, lance d'incendie ou sprinklage. Si l'incendie se développe quelque peu, il intéressera forcément tout le compartiment. C'est le cas aussi lorsque les matières et objets qui forment la charge au feu sont suffisamment proches les uns des autres pour que les flammes se propagent de proche en proche. Dans ce cas, il y a lieu de passer directement à l'étape 5 : incendie généralisé.

Dans d'autre cas, cependant, l'incendie se limite, dans une première phase, à une partie du compartiment et ne peut se propager de proche en proche. Des gaz chauds se forment et s'accumulent dans la partie supérieure du local. Il y a lieu d'estimer la température de ces gaz pour vérifier s'il n'y a pas risque d'embrasement du reste du combustible présent dans le compartiment, sous l'action de cette nappe de fumée chaude.

Dans le cas où l'évacuation de fumée se fait par extraction mécanique et où on connaît le volume extrait  $V$  en  $m^3/s$ , il est possible d'estimer de manière sécuritaire la température des gaz chaud, en régime stationnaire et en négligeant toute perte calorifique vers les parois. On estime généralement que 65 à 80 % de l'énergie dégagée par un foyer d'incendie est transmise par convection dans l'air, le reste étant transmis par rayonnement vers les objets et parois environnants. On aura donc :

$$Q_f = 0.8 q_f A_f \quad (13.4)$$

avec  $Q_f$  puissance thermique transmise à l'air,

$q_f$  puissance calorifique du foyer par unité de surface et  
 $A_f$  surface du foyer.

La température des gaz chauds se calcule facilement par l'équation suivante :

$$T_g = T_o + \frac{Q_f}{M_f C_p} \quad (13.5)$$

avec  $T_g$  température des gaz chauds,  
 $T_o$  température de l'air entrant dans le local,  
 $C_p$  chaleur massique de l'air et  
 $M_f$  quantité d'air entraînée vers la zone chaude par le foyer.  
 Cette notion sera mieux précisée au paragraphe 15.5.

Le volume extrait par les exutoires s'écrit de la manière suivante :

$$V = \frac{M_c T_g}{\rho_o T_o} \quad (13.6)$$

avec  $V$  débit extrait par les exutoires,  
 $M_c$  masse extraite par les exutoires et  
 $\rho_o$  masse volumique de l'air.

En régime stationnaire, on a  $M_f = M_c = M$  et il est possible de déduire  $M$  et  $T_g$  des deux équations 13.5 et 13.6. On peut, à l'aide d'un modèle simple d'entraînement d'air, calculer la hauteur de la zone non enfumée ; on utilise, par exemple le modèle de Thomas et al. [TH63] écrit sous la forme simple mise au point par Hinkley [HI86].

$$M_f = 0.188 W_f (Z)^{3/2} \quad (13.7)$$

avec  $W_f$  périmètre du foyer et  
 $Z$  hauteur de la zone libre.

Si, par exemple, dans un bâtiment de la catégorie 3 au sens de la NBN S21-208, un foyer s'étend sur une surface de  $6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$  et possède une puissance de  $500 \text{ kW/m}^2$ , et si le système d'extraction évacue  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ , en posant  $C_p = 1 \text{ kJ/kgK}$  et  $\rho_o = 1.225 \text{ kg/m}^3$ , on trouve:

$$Q_f = 0.8 \times 500 \times 36 = 14.400 \text{ kW}, \text{ éq. 13.4.}$$

$$80 = \frac{M}{293 \times 1.225} \left( 293 + \frac{14400}{M} \right), \text{ éq. 13.5 dans 13.6,}$$

d'où  $M = 49 \text{ kg/s}$ .

et

$$T_g = \frac{293 \times 80}{49} = 478 \text{ K} \quad \text{ou} \quad 205^\circ \text{C}, \text{ éq. 13.5 .}$$

La hauteur d'air non enfumée s'obtient immédiatement.

$$Z = \left( \frac{49}{0.188 \times 24} \right)^{2/3} = 4,90 \text{ m}, \text{ éq. 13.7 .}$$

Les formules 13.4 à 13.7 ci-dessus sont reprises dans la norme NBN S21-208, c'est pourquoi on a repris le numéro de la norme à la figure 13.7 comme un des modèles à mettre en oeuvre pour la troisième étape.

Dans le cas d'une ventilation naturelle, il est plus difficile d'appliquer le modèle simple décrit ci-dessus. Il faut passer à un niveau de complexité supérieur. Les modèles numériques à 2 zones permettent de traiter le cas de la ventilation naturelle. Ils prennent également en compte les pertes calorifiques vers les parois et traitent le caractère transitoire des phénomènes. Ces modèles seront discutés plus en détail au chapitre 15.

Au niveau le plus élevé de la sophistication et de la complexité se trouvent les modèles dits CFD, *computational fluid dynamic*. Il s'agit des modèles numériques qui utilisent les équations de la dynamique des fluides. Le compartiment est discrétisé en un grand nombre de volumes élémentaires et le système d'équations différentielles décrivant les mouvements de l'air au sein de chaque volume est intégré au cours du temps. C'est le genre de modèle qui donne l'information la plus riche puisqu'on peut connaître, en chaque endroit précis du local, l'évolution au cours du temps de toute une série de variables : la température de l'air, la pression, le vecteur vitesse, l'opacité des fumées, la concentration en CO, ... Les échanges thermiques sont également pris en compte de manière beaucoup plus détaillée, notamment les transferts radiatifs à l'intérieur du compartiment. Cette richesse est parfois un inconvénient. En effet, les programmes de traitement graphique produisent des images qui permettent à l'utilisateur de voir le résultat. Cependant, l'appréciation qu'on peut émettre à la vue de graphiques est très globalisante et, en plus, subjective. Lorsqu'il s'agit d'exploiter quantitativement les résultats, l'image n'est d'aucun secours. On imagine, par exemple, les difficultés qu'il y aurait à réaliser l'analyse structurelle d'un portique en acier dont la sollicitation thermique varierait au cours du temps de manière différente en chaque point de la surface exposée. Bien sûr, on pourrait imaginer d'intégrer les profils en acier dans la modélisation, et le programme CFD calculerait directement les températures en chaque point à l'intérieur de la structure, en tenant compte, en plus des équations de Navier - Stokes décrivant la dynamique des fluides au sein du local, des flux conductifs dans la structure. En pratique, c'est très difficile car les dimensions du maillage nécessaire pour représenter une poutre en

acier, par exemple, sont de l'ordre du millimètre, plusieurs fois inférieures aux dimensions du maillage utilisé pour modéliser le local, surtout s'il est de grande dimension. Les mêmes problèmes numériques se posent d'ailleurs s'il faut représenter les ouvertures de petite dimension. Il faudrait utiliser au moins une dizaine de divisions sur la hauteur et sur la largeur de l'ouverture pour obtenir une bonne représentation des flux à travers l'ouverture, ce qui est incompatible avec l'ordre de grandeur géométrique du local. On en est réduit à représenter l'ouverture de manière globale, en utilisant l'équation de Bernoulli sur une des faces d'un volume élémentaire. Les coûts de développement de ces programmes numériques sont tellement élevés qu'en général ils ne peuvent être supportés que par des consortiums regroupant plusieurs centres de recherches importants. Les coûts d'achat sont tels que, souvent, la location est préférée par les utilisateurs extérieurs. Les temps de calculs sont en conséquence de la complexité : plusieurs jours sur des machines puissantes. Le plus gros problème, cependant, réside dans le nombre de paramètres ajustables par l'utilisateur et qui ont une influence directe sur le résultat. Les exemples d'application ou un essai réel a pu être modélisé à posteriori à l'aide d'un programme CFD sont légion; la prévision de résultats formulés avant la réalisation de l'expérience est un exercice beaucoup plus périlleux et, assez curieusement, beaucoup moins pratiqué.

En résumé, notre opinion, toute personnelle, est qu'il existe encore un déséquilibre énorme entre d'une part les possibilités réelles de résoudre numériquement les équations de la dynamique des fluides et, d'autre part, la faible connaissance que nous avons de la sollicitation, c'est-à-dire de l'incendie.

#### **La quatrième étape concerne la décision à prendre.**

L'incendie garde-t-il son caractère localisé ou l'embrassement généralisé est-il à craindre ? Le critère le plus souvent utilisé est celui de la température des gaz dans la zone chaude. Il est particulièrement facile à utiliser si on a employé la méthode décrite par les équations 13.4 à 13.7 ou si on a eu recours à un modèle numérique à 2 zones puisque la température dans la zone chaude est un résultat direct des calculs menés à l'aide de ces deux méthodes. En ce qui concerne la valeur limite, la norme belge est particulièrement sévère puisqu'elle recommande que  $T_g$  ne dépasse pas  $300^\circ\text{C}$ . Il s'agit d'une valeur très conservatrice choisie, comme le précise la norme, "*pour éviter tout risque*". La valeur de la température des gaz susceptible de provoquer le phénomène de *flash-over* se situe plus raisonnablement entre  $500$  et  $600^\circ\text{C}$ , [HA74], [FA75] et [BS96]. Dans les cas où des objets ou des matériaux plus facilement inflammables risquent de se trouver dans la zone chaude, il peut être nécessaire d'en tenir compte et d'adapter la température critique en conséquence. La connaissance de l'épaisseur de la zone chaude est nécessaire pour déterminer quels objets sont dans l'environnement des gaz chauds.

Un autre critère est basé sur le flux radiatif reçu par les objets situés dans la zone froide. On considère qu'il y a danger d'embrassement généralisé si la zone chaude rayonne un flux d'environ  $15$  à  $20 \text{ kW/m}^2$  vers la zone froide [WA68]. Pour montrer l'ordre de grandeur de cette valeur, on peut la comparer avec le flux maximum que peut supporter le corps humain pendant une durée de 4 secondes, soit  $10 \text{ kW/m}^2$ , ou celui qui peut être toléré pendant 5 minutes ou plus, soit  $2.5 \text{ kW/m}^2$ , voir par exemple l'article de synthèse de Curtat dans [CO96].

**La cinquième étape concerne le cas des incendies généralisés.**

Le modèle numérique à une zone est ici l'outil privilégié. On évalue l'évolution de la température dans le local au cours du temps sur base du bilan énergétique et du bilan massique, en posant l'hypothèse d'une température uniforme dans le compartiment. Ce type de modèle sera évoqué en détail au chapitre 14. A titre alternatif, si on ne dispose pas de ce type de modèle, il est possible d'utiliser une courbe d'incendie paramétrique telle celle proposée dans l'annexe B de l'Eurocode 1 - Partie 2. Sur base des paramètres principaux qui caractérisent le compartiment et la charge au feu, des formules analytiques permettent de définir une courbe d'évolution de la température au cours du temps qui, contrairement à la courbe ISO, possède une partie descendante, c'est-à-dire une phase de refroidissement. De manière encore plus simple, il est possible d'utiliser une méthode comme celle de l'Annexe E du même document où, en fonction des mêmes paramètres, on propose un temps d'exposition à l'incendie normalisé qui est sensé avoir un effet équivalent à celui qu'aurait eu l'incendie réel, d'où le nom de méthode de temps équivalent. Ces deux types de méthode seront aussi évoqués au chapitre 15.

**La sixième étape concerne le cas où l'incendie reste localisé.**

Le calcul est en fait poursuivi de la même manière que dans la quatrième étape par rapport à laquelle il n'y a pas de distinction si on se limite à la prédiction des températures des gaz chauds dans le local. Certaines considérations additionnelles sont cependant nécessaires si on envisage d'utiliser les températures ainsi calculées dans l'air comme données pour calculer les températures dans la structure. En effet, les modèles à deux zones posent l'hypothèse d'une température uniforme dans la zone chaude. La température calculée suivant cette hypothèse est donc une valeur moyenne du champ réel des températures tel qu'on pourrait le déterminer, expérimentalement ou à l'aide d'un outil plus sophistiqué. Dans la majeure partie du compartiment, cette hypothèse est assez bien vérifiée et la température moyenne est assez proche de la température "réelle". Cependant, juste au-dessus du foyer, l'air très chaud entraîné par le foyer entre dans la zone supérieure et, par son énergie cinétique et par gravité, il peut atteindre la structure avant de s'être mélangé à l'air de la zone supérieure. Localement, la partie de la structure qui est située juste au-dessus du foyer peut subir une agression thermique plus sévère que les autres parties et, dans l'analyse structurelle, il importe d'en tenir compte. On présente au chapitre 15 deux méthodes simples pour estimer l'effet thermique local. La première, développée par Alpert, permet de calculer la température de l'air très chaud qui s'écoule juste sous le plafond [AL72]. La seconde, développée par Hasemi, donne directement le flux incident sur le plafond ou sur les poutres métalliques situées au plafond [HA95].

**L'étape 7, concernant le calcul des températures dans la structure,** n'est pas très différente de ce qui se fait en présence d'un incendie normalisé, hormis le fait que les sollicitations thermiques peuvent varier d'un point à l'autre du local et le fait qu'une phase de refroidissement doit être envisagée.

**L'étape 8, concernant la définition de la structure,** n'appelle aucun commentaire particulier par rapport au cas de l'incendie normalisé. Cette étape est bien entendu essentielle, au même titre que les étapes 1 et 2.

**L'étape 9, concernant le calcul de la stabilité**, met aussi en oeuvre le même type de méthode de calcul que celles utilisées pour les incendies normalisés. Le calcul en cas de stabilité infinie ne peut cependant se faire que par la méthode générale de niveau 3, au sens des Eurocodes, puisqu'elle est la seule qui intègre la phase de refroidissement.

### 13.3 CONCLUSION

Ce chapitre a, en fait, servi d'introduction à la troisième et dernière partie de la thèse.

On y a tout d'abord expliqué que la résistance au feu de la structure ne constitue qu'un des aspects parmi tout ceux qui doivent être pris en compte pour l'évaluation de la sécurité face à l'incendie dans un bâtiment. L'exposé de la méthode suisse SIA 81 a permis d'introduire de manière simple quelques uns des concepts les plus importants et qui, de manière générale, se retrouvent dans toutes les méthodes d'évaluation du risque incendie :

- la charge d'incendie dont la nature et la quantité dépendent du type d'occupation des locaux;
- la surface du local incendié et ses proportions géométriques,
- la position du local incendié dans le bâtiment, en sous-sol, au rez-de-chaussée, ou aux étages supérieurs;
- la compartimentation, horizontale et verticale;
- toutes les mesures de protections actives, détection, alarme, extinction automatique;
- la propension des gaz à s'accumuler ou la possibilité de les évacuer vers l'extérieur.

L'application pratique de la méthode au bâtiment du Génie Civil illustre les possibilités et les limites de ce type d'approche.

Le paragraphe suivant permet l'introduction de notion plus particulièrement liée à la prise en compte des incendies réels. Cette prise en compte est une composante essentielle de la quantification du risque incendie lorsqu'une approche globale comme celle de la méthode suisse n'est pas satisfaisante et qu'il importe de quantifier les phénomènes de manière plus précise. Les deux différences essentielles entre l'incendie réel et l'incendie normalisé ont été mises en évidence, c'est-à-dire le fait que, pour un incendie réel, la courbe de température varie d'un bâtiment à l'autre et qu'elle ne s'applique pas nécessairement à l'ensemble de la structure. Les paramètres principaux qui gouvernent le développement d'un incendie, la charge au feu, la nature des parois du local et ses ouvertures, doivent permettre de juger si le foyer garde ou non le caractère localisé qui est le sien au début de l'incendie. Suivant le cas, différentes techniques seront utilisées pour le calcul des températures dans le local. Pour chacun des cas, incendie localisé ou généralisé, il existe des méthodes de calcul présentant différents niveaux de sophistication. Les principales d'entre elles ont été introduites, parfois de manière très succincte, parfois en abordant déjà quelques-uns des points qui méritent l'attention : les courbes paramétriques (EC1-Annexe B), le concept de temps équivalent (EC1 - Annexe E), les modèles stationnaires (NBN S21-208), les modèles à une zone, ceux à deux zones, les codes de calcul CFD,...

# Chapitre 14

## DEVELOPPEMENT DES TEMPERATURES EN CAS D'EMBRASEMENT GENERALISE

### 14.1 INCENDIES NORMALISES

On appelle *incendie normalisé* un incendie qui est décrit par l'évolution de la température des gaz au cours du temps sans considération des conditions réelles qui règnent dans le local d'incendie. Dans les normes ou documents proposant une équation ou un tableau pour décrire l'évolution de la température lors de l'incendie, l'hypothèse de température uniforme dans le compartiment est toujours admise. Il n'y a qu'une équation et elle s'applique à l'ensemble du local. En ce sens, le paragraphe sur les incendies normalisés trouve naturellement sa place dans ce chapitre consacré à l'embraselement généralisé. Par contre, comme l'indique la définition de l'incendie normalisé, celui-ci ne tient aucun compte des paramètres réels caractérisant le local et l'incendie. En ce sens, il occupe une situation particulière dans cette troisième partie consacrée à la modélisation des températures dans les locaux. Peut-on encore dire qu'une courbe arbitraire utilisée systématiquement, quelles que soient les conditions réelles, est une modélisation de la réalité ? En un sens oui, mais c'est à coup sûr une modélisation très grossière. Il paraît en tout cas difficile de parler ici d'incendie naturel.

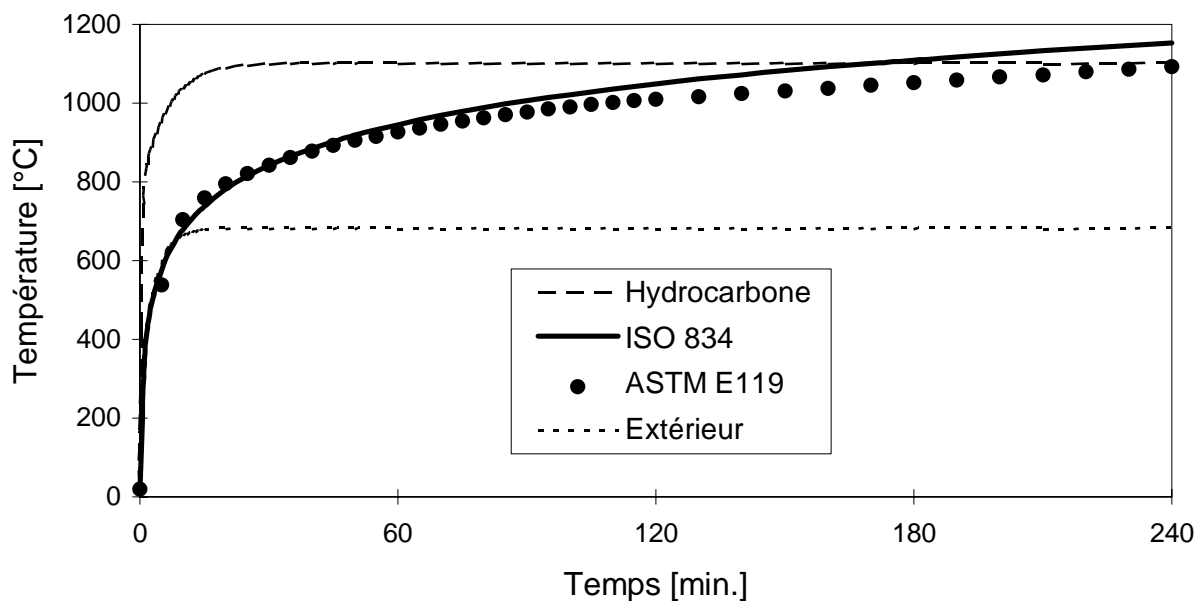
Les courbes d'incendie normalisé les plus utilisées sont reprises ici, étant donné l'importance primordiale qui est la leur dans de nombreux règlements. Il est ainsi possible de les comparer entre elles, ou de les prendre comme point de référence par rapport auquel on comparera des courbes réelles.

La courbe la plus utilisée est sans conteste la courbe définie par la norme ISO 834 [IS75], couramment dénommée *courbe ISO*, dont l'équation est la suivante :

$$T = T_0 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (14.1)$$

avec  $T$  température de l'incendie normalisé,  
 $T_0$  température initiale et  
 $t$  temps en minutes.

En Amérique du Nord, l'incendie normalisé est défini sous forme de tables. La même table est utilisée dans les normes ASTM E119 [AS95] et NFPA 251 [NF90] aux Etats-Unis ainsi que dans la norme CAN/ULC - S101 - M89 [CA89] au Canada. On parlera donc de la courbe ASTM pour se référer à l'incendie normalisé utilisé en Amérique du Nord.



**Fig. 14.1 : Courbes d'incendie normalisé**

La figure 14.1 montre que la courbe ASTM et la courbe ISO ont une allure très semblable. Après deux heures, la courbe américaine est cependant moins sévère. En température, la différence n'est que de 50°C, mais en temps, le décalage est de l'ordre de l'heure. On estime cependant que, de manière générale, on ne commet pas une grande erreur en assimilant ces deux courbes lors des raisonnements qui sont donc menés par référence aux courbes de type ISO, étant entendu que la courbe américaine est incluse dans cette désignation.

Dans l'Eurocode 1 - Partie 2, il est fait référence, en plus de la courbe ISO, à deux courbes particulières :

La courbe d'hydrocarbure est définie par l'équation suivante :

$$T = T_0 + 1080 \left( 1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t} \right) \quad (14.2)$$

La courbe d'incendie extérieur est définie par l'équation suivante :



$$T = T_0 + 660 \left( 1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t} \right) \quad (14.3)$$

La courbe d'hydrocarbure est plus sévère que la courbe ISO, surtout durant les premières minutes. Cette sévérité est encore quelque peu renforcée par la recommandation qui est faite dans l'Eurocode 1 d'associer avec la courbe d'hydrocarbure une valeur de 50 W/m<sup>2</sup>K pour le coefficient de convection, alors que ce coefficient a la valeur de 25 W/m<sup>2</sup>K si l'incendie est défini par la courbe extérieure ou par la courbe ISO. La courbe d'hydrocarbure atteint assez rapidement une valeur de 1100°C, après quoi elle n'augmente plus. Après 3 heures, la courbe ISO présente des valeurs supérieures à celle de la courbe d'hydrocarbure. La courbe d'hydrocarbure est surtout très sévère pour les structures sensibles aux gradients thermiques, à cause de la sévérité du choc thermique qu'elle occasionne. On pense, par exemple, au problème de l'éclatement dans les éléments en béton armé, ou à la fissuration des âmes dans certaines poutres en béton précontraint qui est causée par les gradients thermiques et qui peut rendre la transmission des efforts tranchants très problématique dans ces éléments peu armés. Le problème de la reprise des efforts tranchant est traité plus en détail dans la première annexe de cette thèse.

La courbe extérieure se confond presque avec la courbe ISO durant les 20 premières minutes, après quoi elle conserve la valeur stationnaire de 680°C.

## 14.2 MODELES A UNE ZONE

Historiquement, il semble que ce soit Kawagoe et Sekine au Japon [KA63] ainsi que Odeen en Suède [OD63] qui aient les premiers mis en évidence les paramètres déterminant l'évolution des températures lors d'un incendie et qui aient tenté de modéliser cette évolution à partir du bilan énergétique du compartiment. En Europe, ce sont les travaux de Magnusson et Thelandersson qui ont eu le plus grand retentissement [MA70], notamment à travers les publications de Petterson et Magnusson, [PE76] par exemple.

Lors d'un incendie réel, une partie de l'énergie produite par la combustion dans le local est absorbée par les parois du local, une partie sert à échauffer l'air à l'intérieur du local, une partie est perdue par rayonnement à travers les ouvertures et une partie est évacuée avec les gaz chauds qui sortent par les ouvertures, voir figure 14.2. .

Dans certains cas, la disparition de chaque kilo de matière brûlée génère moins d'énergie à l'intérieur du local que à ce qui serait généré lors d'une combustion parfaite qui aurait lieu uniquement à l'intérieur du compartiment. Cela peut être dû au fait qu'une partie de la combustion des gaz dégagés par la pyrolyse aura lieu en dehors du local ou, même, qu'une partie de la combustion n'aura pas lieu du tout si de fines particules solides sont détachées de la matière qui brûle et emportées hors du compartiment par les gaz chauds sans avoir pu réagir chimiquement et dégager leur énergie de combustion.

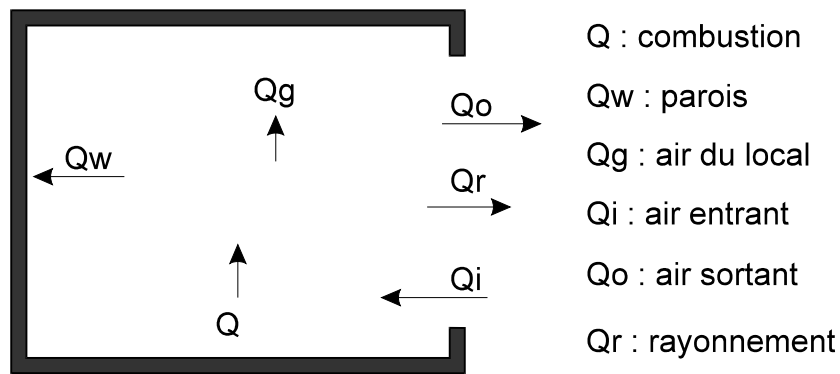


Fig. 14.2 : Termes du bilan énergétique

De toutes les composantes identifiées ci-dessus, celle relative à l'énergie dégagée par la combustion est la plus importante, mais aussi la plus difficile à déterminer. On distingue généralement deux régimes de combustion différents selon que le taux d'énergie dégagée est conditionné par la nature, le type et la quantité de combustible ou par la quantité d'air qui peut alimenter la combustion. Dans le premier cas, on parle du régime *fuel bed controlled* et dans le second cas du régime *air controlled*.

Le premier se rencontre lorsque la combustion a lieu en présence d'air contenant une quantité suffisante d'oxygène. C'est le cas, par exemple, d'un incendie localisé qui se déroule dans un grand compartiment ou, mieux encore, de l'incendie d'un objet de taille raisonnable en plein air. Certains incendies sont si importants que, même en plein air, il n'y a pas suffisamment d'oxygène dans la partie centrale pour assurer la combustion complète.

Dans le régime *fuel controlled*, l'équation suivante permet d'identifier les différents facteurs qui interviennent dans le taux de dégagement de chaleur:

$$Q = R H$$

$$= A_f q_f S v_c \gamma H \quad (14.4)$$

avec Q puissance dégagée par la combustion, en W,  
 R taux de combustion dans le compartiment, en kg/s,  
 H chaleur de combustion du combustible, en J/kg,  
 A<sub>f</sub> surface au sol du compartiment, en m<sup>2</sup>,  
 q<sub>f</sub> charge au feu, en kg/m<sup>2</sup>,  
 S surface spécifique du combustible, en m<sup>2</sup>/kg,  
 v<sub>c</sub> vitesse de pyrolyse, en m/s, et  
 γ masse volumique du matériau, en kg/m<sup>3</sup>.

L'introduction de la surface spécifique dans l'équation 14.4 permet de rendre compte du fait que, par exemple, un tas de lattes en bois brûle plus rapidement qu'une poutre du même poids.

Si le type de combustible est défini mais que la quantité de combustible  $q_f$  varie, le taux d'énergie dégagée est proportionnel à cette charge au feu  $q_f$ .

Le temps nécessaire à la combustion complète de tout le combustible présent dans le local est égal au rapport entre l'énergie disponible et la vitesse à laquelle elle se dégage. Il s'exprime par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{A_f q_f H}{Q} \quad (14.5)$$

Dans le cas du régime *fuel controlled*, cette équation donne le résultat suivant, si on y introduit l'équation 14.4 :

$$\tau = \frac{1}{S v_c \gamma} \quad (14.6)$$

Ce temps nécessaire à la combustion complète, en présence d'une quantité suffisante d'oxygène, dépend des caractéristiques du combustible mais pas de la quantité qui est présente. En termes plus imagés, dans un bureau dont toutes les portes et fenêtres sont ouvertes, il ne faut pas plus de temps pour brûler 10 chaises que pour en brûler 5, à condition, bien sûr, qu'elles s'enflamment toutes simultanément, au moment du *flash-over*. On reviendra par la suite sur ce point, au paragraphe 14.3 qui est consacré aux incendies paramétriques.

L'autre régime est celui où les ouvertures du local sont de taille réduite et ne permettent pas l'arrivée de suffisamment d'oxygène pour entretenir la combustion complète. C'est le régime *air controlled*. Dans ce cas, la puissance dégagée par l'incendie est proportionnelle à la quantité d'air qui pénètre dans le local. Les flux de gaz à travers les ouvertures sont générés par les différences de pression entre l'intérieur du local et l'extérieur. En l'absence de vent, la pression extérieure varie avec l'altitude suivant une loi exponentielle, car l'air est compressible. Pour des variations d'altitude de quelques mètres, il est tout-à-fait admissible de linéariser cette fonction exponentielle et de considérer que la pression décroît proportionnellement à l'altitude. La figure 14.3 montre de manière schématique la distribution linéaire de la pression en fonction de la hauteur. Cette fonction est décrite par l'équation suivante :

$$P(z) = P_o - \gamma g z \quad (14.7)$$

avec  $P$  pression,  
 $z$  altitude,  
 $P_o$  pression au niveau du sol,  
 $\gamma$  masse volumique de l'air et  
 $g$  accélération terrestre.

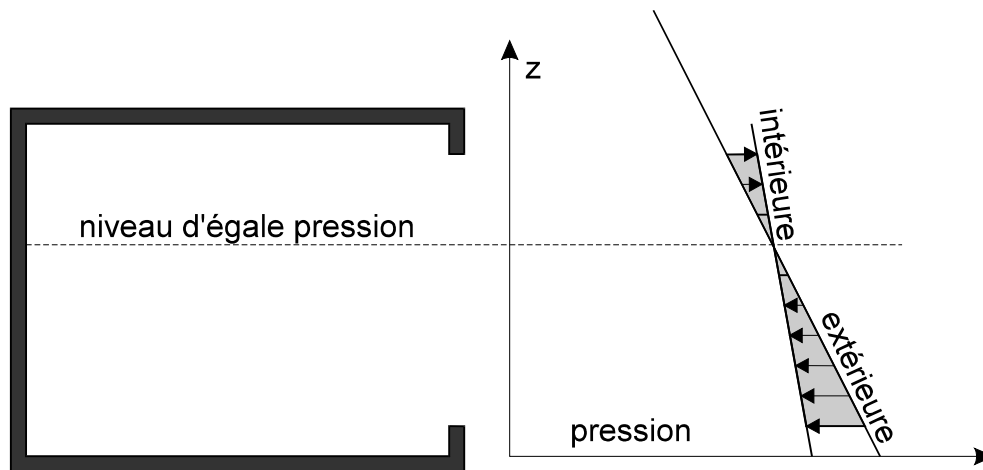


Fig. 14.3 : Profil vertical de pression

A l'intérieur du compartiment, l'air est plus chaud qu'à l'extérieur et sa masse volumique est plus faible. La pente de la droite de pression est donc plus faible qu'à l'extérieur, voir figure 14.1. La pression au niveau du sol dans le compartiment s'établit à une valeur telle qu'il y ait équilibre entre le volume d'air qui entre dans le compartiment et le volume d'air qui en sort. En toute rigueur, il faut aussi tenir compte du volume de gaz produit à l'intérieur du local par la combustion. Si on écrit l'équation de Bernoulli qui lie la vitesse du flux massique à l'écart de pression entre l'extérieur et l'intérieur, qu'on intègre cette équation sur la surface de l'ouverture et qu'on tient compte de l'équation de continuité, un paramètre géométrique important apparaît qui caractérise l'ouverture. C'est le paramètre de ventilation, *opening factor*. Pour le cas le plus simple d'une seule ouverture de forme rectangulaire, il est donné par l'expression suivante :

$$O_w = A_w \sqrt{h_w} \quad (14.8)$$

avec  $O_w$  paramètre de ventilation d'une ouverture,  
 $A_w$  surface de l'ouverture et  
 $h_w$  hauteur de l'ouverture.

Comme la quantité d'air pénétrant dans le compartiment est proportionnelle à ce paramètre, on peut déduire de l'équation 14.8 qu'une porte ouverte de  $1 \times 2 \text{ m}^2$  amène 40 % d'air en plus qu'une fenêtre horizontale de  $2 \times 1 \text{ m}^2$ .

La nature du régime de combustion est conditionnée par la quantité d'air frais qui entre dans le local, rapportée à la surface au sol de ce local. C'est, en quelque sorte, la quantité d'air frais qui arrive dans chaque zone de  $1 \text{ m}^2$  au sol pour alimenter la combustion. On introduit donc le paramètre de ventilation du compartiment, défini de la manière suivante :

$$O_f = \frac{O_w}{A_f} = \frac{A_w \sqrt{h_w}}{A_f} \quad (14.9)$$

avec  $O_f$  paramètre de ventilation du compartiment et  
 $A_f$  surface au sol du compartiment.

Ces deux paramètres géométriques ont des dimensions qui ne sont pas très naturelles :  $m^{5/2}$  pour  $O_w$  et  $m^{1/2}$  pour  $O_f$ . Si, comme le suggère Kokkala, on retourne aux premiers travaux de Kawagoe et qu'on introduit dans la définition des paramètres l'accélération gravitationnelle  $g$ , on obtient des paramètres modifiés dont les dimensions rappellent plus les phénomènes physiques. On peut ainsi utiliser les expressions suivantes :

$$O_w^* = A_w \sqrt{g h_w} \quad (14.10)$$

$$O_f^* = \frac{A_w \sqrt{g h_w}}{A_f} \quad (14.11)$$

Le paramètre de ventilation d'une ouverture, éq. 14.10, s'exprime alors en  $m^3/s$  et est une image particulièrement parlante de la quantité d'air qui peut transiter par cette ouverture. Le second paramètre, éq. 14.11, s'exprime en  $m^3/s$  par  $m^2$ , ou en  $m/s$ . C'est une image de la quantité d'air qui est disponible par unité de surface et de temps. On utilise, par exemple, le même type d'unité pour exprimer la quantité d'eau de pluie tombée par unité de surface et de temps. Simplement, au lieu des  $m/s$ , on utilise des  $mm/jour$  pour obtenir un résultat plus significatif.

Certaines équations s'expriment mieux si on fait intervenir des paramètres de ventilation du compartiment qui sont rapportés à la surface totale des parois du local  $A_t$ . On introduit ainsi les deux paramètres suivants :

$$O_t = \frac{A_w \sqrt{h_w}}{A_t} \quad (14.12)$$

$$O_t^* = \frac{A_w \sqrt{g h_w}}{A_t} \quad (14.13)$$

Il importe, dans toutes les publications traitant le sujet, de bien comprendre laquelle des équations, de 14.9 à 14.13, est utilisée lorsqu'on parle de *opening factor*.

De nombreux auteurs ont observé que le taux de dégagement de chaleur dans un compartiment est directement proportionnel au paramètre de ventilation des ouvertures. Kawagoe et Sekine, par exemple, retiennent l'expression suivante pour  $R$ , le taux de combustion :

$$R = 330 O_w \quad (14.14)$$

avec  $R$  taux de combustion en kg/h.

Petterson cite, pour le bois, des valeurs du coefficient de proportionnalité de l'équation 14.14 comprises entre 300 et 360 kg/h m<sup>5/2</sup> et retient aussi la valeur de 330 dans ses applications. De manière plus précise, ce facteur dépend de  $H$ , la chaleur de combustion du combustible [PE76]. Il diminue lorsque  $H$  augmente.

L'établissement de l'un ou de l'autre régime lors d'un incendie dépend donc de plusieurs paramètres, parmi lesquels on distingue les paramètres de ventilation, d'une part, et les paramètres liés au combustible, d'autre part. Comme il est moins facile d'obtenir des informations sur le combustible que sur la géométrie du compartiment, Petterson considère dans son modèle que le régime est toujours celui du contrôle par la ventilation, ce qui constitue une hypothèse sécuritaire. Il n'est pas facile de comprendre comment on peut se placer du côté de la sécurité en admettant que la combustion est conditionnée par les ouvertures. Les deux graphes de la figure 14.4 permettent d'illustrer le propos.

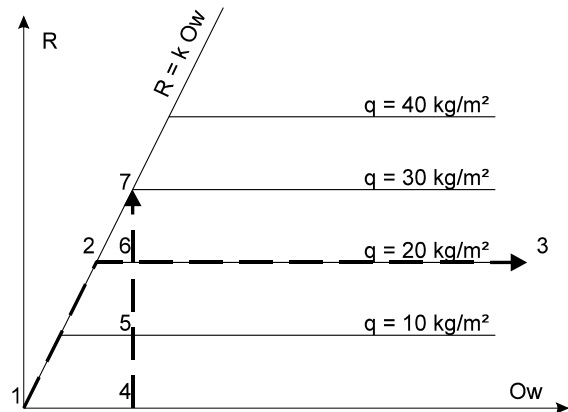
Le graphe 4a est tiré de résultats publiés pour la première fois par Heselden [HE68], mais souvent repris par la suite. Le graphe 4b en est une schématisation. L'axe horizontal porte le paramètre de ventilation des ouvertures et l'axe vertical porte le taux de combustion. La droite oblique passant par l'origine correspond au régime des incendies *air controlled*, soit à l'équation 14.14, par exemple. Les droites horizontales se situent dans le régime *fuel controlled* ; elles correspondent à l'équation 14.4.

Supposons, dans un premier temps, que la charge au feu soit connue et qu'on parte d'une situation où il n'y a pas d'ouverture. On se trouve alors au point 1 du graphe, à l'origine, et l'incendie n'est pas possible. Si on augmente progressivement les ouvertures, la sévérité de l'incendie augmente proportionnellement au paramètre de ventilation. On est en régime *air controlled* et le point représentatif se déplace sur la droite oblique. Pour une certaine valeur du paramètre de ventilation, il y a assez d'oxygène pour assurer la combustion complète. C'est le point 2 sur le graphe 4b, si la charge au feu est de 20 kg/m<sup>2</sup>. Au delà, on a beau ouvrir encore les ouvertures, la combustion n'est pas activée davantage puisqu'il y a déjà assez d'oxygène. On se situe dans le régime du *fuel control*. Le point représentatif se déplace vers le point 3.

Dans un deuxième temps, supposons que le paramètre de ventilation soit connu mais qu'on augmente progressivement la charge au feu, d'un essai à un autre, par exemple. En l'absence de combustible, il n'y a pas d'incendie ; cette situation correspond au point 4, par exemple. Lorsqu'on augmente la charge, la sévérité de l'incendie croît proportionnellement, conformément à l'équation 14.4, puisqu'il y a toujours assez d'oxygène. Le point représentatif se déplace vers 5 et 6 sur le graphe. A partir d'une certaine quantité de matière, on atteint le régime *air controlled* et toute augmentation ultérieure de la charge au feu est sans effet sur la sévérité de l'incendie. Le point représentatif ne peut pas dépasser le point 7.

Ce que dit Petterson, c'est que, **connaissant l'information sur les conditions de ventilation**, il ne tient pas compte de la charge au feu pour calculer la sévérité de l'incendie, mais considère le maximum que permettent les ouvertures, c'est-à-dire le régime *air controlled*, point 7 sur la figure. C'est donc bien une hypothèse sécuritaire. A l'inverse on

pourrait dire que **si on connaissait toutes les informations sur la nature du combustible**, il serait sécuritaire de supposer l'établissement du régime *fuel controlled*, quelle que soit la ventilation.



a) résultats d'essais

b) schématisation

Fig. 14.4 : Diagramme de Heselden

Dans son modèle, Petterson doit malgré tout tenir compte de la **quantité** de matière combustible, en  $J/m^2$ , pour définir la durée de l'incendie. Son hypothèse sur  $Q$  lui permet de s'affranchir de la connaissance de la **nature** du combustible, c'est-à-dire de sa surface spécifique, de sa vitesse de pyrolyse, de sa masse volumique. Connaissant  $Q$ , il peut utiliser l'équation 14.5, et non l'équation 14.6. Quelle que soit la nature du combustible, il suppose que la vitesse de combustion est aussi élevée que ce que permettent les conditions de ventilation. Ainsi, son modèle donnera toujours un incendie de plus forte intensité, mais de durée plus courte que celui qui pourrait être obtenu en tenant compte de toutes les données. L'aspect sécuritaire ou non de cette hypothèse, lorsqu'on évalue la résistance d'une structure, sera discuté par la suite, au paragraphe 14.4.

On relève encore d'autres simplifications introduites par Petterson:

- la chaleur  $Q_g$  absorbée par l'échauffement de l'air dans le local est négligée;
- toute la combustion se produit à l'intérieur du compartiment ( c'est d'ailleurs l'hypothèse formulée implicitement dans les équations 14.4 et 14.5, afin d'en simplifier l'écriture et de rendre plus facile la discussion précédente ) ;
- les équations différentielles sont intégrées en attribuant à certaines variables la valeur en début de pas,
- certains termes, notamment ceux relatifs aux flux massiques à travers les ouvertures, sont pris en compte de manière simplifiée.

Même si la méthode de Petterson date maintenant d'une vingtaine d'années, elle a permis d'introduire certaines notions de base qui sont utilisées, à des titres divers, dans tous les modèles à une zone développés par la suite. L'exposé précédent a permis de mettre l'accent sur les principales hypothèses et sur certaines limitations de ce modèle, ce qui est

particulièrement utile puisqu'il est à la base des courbes paramétriques proposées dans l'Eurocode 1, voir § 14.3.

Un modèle plus récent a été développé au C.S.T.B. et a reçu le nom de NAT [CU92]. La différence essentielle avec le modèle de Petterson est qu'il n'admet pas d'office l'hypothèse du régime *air controlled*. L'utilisateur introduit la loi de variation de la puissance de l'incendie au cours du temps. Il peut, par exemple, dans la phase initiale supposer que l'évolution est parabolique, ce qui correspond à une zone de combustion de forme circulaire dont le rayon s'accroît de manière constante. L'équation durant cette phase de propagation de l'incendie est la suivante :

$$Q_c = a t^2 \quad (14.15)$$

avec  $a$  égal à  $0,012 \text{ kJ/s}^3$  pour des incendies à vitesse de propagation moyenne, et à  $0,04 \text{ kJ/s}^3$  pour les incendies à vitesses de propagation rapide [NF91]. Ces valeurs ne résultent pas de mesures précises mais sont calculées à partir du temps qui est nécessaire à l'incendie pour atteindre une puissance de 1 MW : 5 minutes pour les incendies à propagation moyenne et 2,5 minutes pour les incendies à propagation rapide. Ce temps correspondant à une puissance de 1 MW est une grandeur naturelle qu'il est plus facile d'apprécier que la constante  $a$ .

Il est aussi nécessaire d'estimer la puissance de l'incendie durant la phase de plein développement. On peut, par exemple, se baser soit sur la valeur fournie par la relation de Kawagoe, éq. 14.14, soit sur la valeur de  $250 \text{ kW/m}^2$  citée précédemment. On indiquera par la suite l'influence de l'estimation initiale sur le résultat du calcul. Dans certains cas où l'incendie est bien défini, on peut trouver l'évolution de la puissance qui a été mesurée au cours d'essais réels. Dans tous les cas, la courbe introduite par l'utilisateur constitue un maximum qui ne pourra être obtenu que s'il y a suffisamment d'oxygène pour alimenter la réaction. Le programme démarre avec cette hypothèse, puisque, dans la phase initiale de l'incendie, tout l'oxygène présent dans le local est disponible. La teneur en oxygène initiale est de 21 %. On connaît donc la quantité d'oxygène présente au départ. Elle se calcule aisément par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} m_{O_2} &= \alpha m_{\text{air}} \\ &= \alpha \rho_{\text{air}} V \end{aligned} \quad (14.16)$$

avec  $m_{O_2}$  masse d'oxygène présente dans le local,  
 $\alpha$  concentration massique en oxygène, égale à 23 % au départ,  
 $m_{\text{air}}$  masse d'air présente dans le local,  
 $\rho_{\text{air}}$  masse volumique de l'air, égale à  $1,22 \text{ kg/m}^3$  à  $20^\circ\text{C}$ , et  
 $V$  volume du compartiment.

Au cours de l'incendie, on exprime la variation de la masse d'oxygène au sein du local par l'équation suivante :

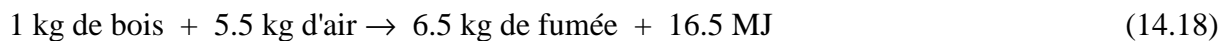
$$m_{O_2} = 0.23 m_{in} - \alpha m_{out} \quad (14.17)$$



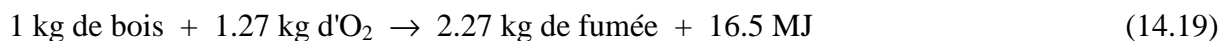
avec  $\dot{m}_{in}$  débit d'air entrant et  
 $\dot{m}_{out}$  débit d'air sortant du local.

Intégrée en cours du temps, cette équation permet de connaître la quantité d'oxygène présente au sein du compartiment. Connaissant la masse d'air présente dans le local, on calcule la concentration en oxygène par l'équation 14.16. NAT étant basé sur l'hypothèse du réacteur bien agité, tant que la concentration en oxygène n'est pas égale à 0, l'oxygène disponible réagit et la combustion n'est pas ralentie.

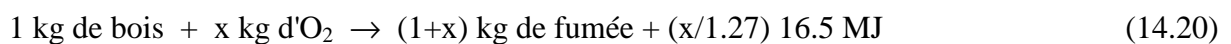
Pour comprendre ce qui se passe lorsque l'oxygène vient à manquer, il faut d'abord examiner le modèle de combustion tel qu'il fonctionne en régime *fuel controlled*. Si on désigne par le mot "fumée" l'ensemble des produits de combustion, le modèle de combustion peut être représenté par la relation suivante, écrite pour le cas où le combustible est constitué par du bois :



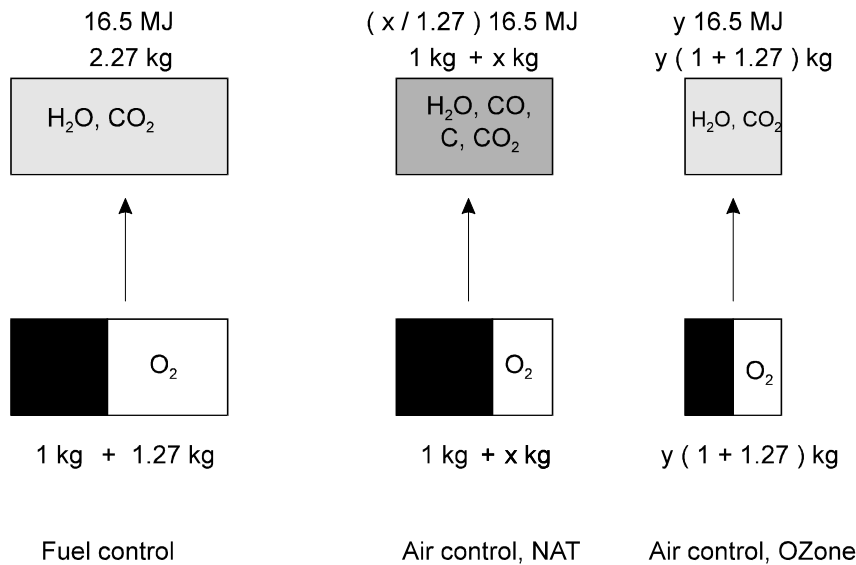
On peut extraire l'azote des deux membres de cette réaction et on obtient :



Cette équation est représentée, à gauche, sur la figure 14.5. C'est elle qui est appliquée tant que la teneur en oxygène dans le compartiment n'est pas nulle. Dès que cette teneur est nulle, l'équation appliquée dans NAT est la suivante :



La quantité d'oxygène disponible pour la réaction, c'est-à-dire  $x$ , est directement liée à la quantité d'air qui entre dans le local,  $\dot{m}_{in}$ . Il faut remarquer que, selon ce modèle, le taux de pyrolyse, c'est-à-dire la quantité de combustible consommée par seconde, a été définie par l'utilisateur et n'est pas influencée par la quantité d'oxygène disponible. L'équation 14.20 et le schéma central de la figure 14.5 expriment que, pour NAT, si l'oxygène vient à manquer, il y a toujours autant de combustible qui brûle, mais il brûle moins bien. C'est en contradiction avec l'observation qu'on peut faire sur la combustion dans un poêle à charbon ou à bois. Si on y réduit le débit d'air entrant, la combustion se ralentit. Selon le modèle de NAT, dans un local où l'air est totalement vicié et où il n'entre qu'une molécule d'oxygène par seconde, le bois se consume à la même vitesse que s'il était en plein air, mais sans dégager d'énergie. Comme, pour ce modèle, la consommation du bois n'est pas ralentie lorsqu'on est en régime de combustion contrôlé par la ventilation, l'énergie qui n'a pas été libérée pendant la combustion imparfaite est perdue et la durée de l'incendie ne s'allonge pas.



**Fig. 14.5 : Différents modèles de combustion**

Outre la possibilité qu'il offre de prendre en compte des incendies dans le régime *fuel controlled*, NAT est également plus général que le modèle de Petterson par d'autres aspects. On retiendra principalement la détermination effective des flux entrant et sortant, au lieu de l'hypothèse que ces flux sont liés au facteur de ventilation, la possibilité de prendre en compte des ouvertures horizontales et des extracteurs mécaniques, et la prise en compte de la pression du vent qui peut être différente sur les 4 faces du local.

Le problème des pertes calorifiques vers les parois n'est cependant pas résolu de manière entièrement satisfaisante dans ce code de calcul. Le transfert thermique par conduction dans les parois se base sur un schéma monodimensionnel explicite aux différences finies comme c'est le cas, à notre connaissance, pour tous les modèles à une zone publié jusqu'à présent, voir aussi [CO95a]. Avec un schéma explicite, le pas de temps utilisé dans l'intégration temporelle des équations doit respecter des conditions très strictes pour couvrir le risque d'instabilité numérique. Si les parois sont discrétisées par des couches très fines et si le matériau possède une diffusivité thermique élevée, le pas de temps à respecter pour la diffusion thermique à travers la paroi peut être inférieur de plusieurs ordres de grandeur au pas de temps qui permet d'intégrer les équations différentielles régissant la pression et la température à l'intérieur du local. Si la paroi est constituée de tôles minces en acier, par exemple, le déséquilibre entre les deux pas de temps est très important. Pour résoudre le problème, on découple habituellement les deux systèmes d'équations et on les résout séparément. A partir d'un instant  $t$ , on intègre d'abord le système des équations se rapportant à l'intérieur du local, avec le pas de temps  $\Delta t$  qui lui est lié, de l'ordre de 30 secondes. Sur ce pas de temps, on considère que les températures de parois sont constantes. Ensuite, on reprend le problème de la diffusion dans les parois à partir de  $t$  et on intègre de manière explicite jusqu'en  $t + \Delta t$ , avec le pas de temps qui est nécessaire, peut-être 100 fois inférieur à  $\Delta t$ . L'évolution de la température à l'intérieur du local, qui donne le terme de charge pour la

diffusion dans le mur, est tirée de l'intégration effectuée précédemment sur la température et la pression au sein du local.

Cette manière de procéder garantit la stabilité numérique et maintient les temps de calculs à un niveau très bas, de l'ordre de quelques minutes sur un ordinateur personnel. Un examen attentif de cette procédure montre cependant qu'elle ne garantit pas la conservation de l'énergie. Il est possible que le mur absorbe plus d'énergie qu'il n'en soustrait au local. On trouve d'ailleurs dans la publication [CU92] de Curtat et Fromy un diagramme détaillant le bilan énergétique pour un exemple de feu à un instant donné. Ce diagramme reprend :

- 47 % pour l'énergie apportée par la combustion,
- 28 % pour l'énergie correspondant au flux de gaz vers l'extérieur,
- 20 % pour l'énergie perdue vers les parois et
- 5 % pour l'énergie accumulée dans le gaz interne.

Si on fait la somme des 3 termes indiquant la manière dont l'énergie s'est distribuée, on trouve  $28 + 20 + 5 = 53$  % alors que l'incendie n'a généré que 47 %. On retrouve donc, dans le milieu,  $53/47 = 1,13$  fois l'énergie dégagée par la combustion.

Dans le cadre de la recherche "*Natural Fire Safety Concept*", il a été jugé nécessaire d'entreprendre la mise au point et la programmation d'un modèle à une zone. En tant qu'animateur du *Working Group I : Natural Fire Models*, le Service des Ponts et Charpentes s'est chargé de cette tâche dont les objectifs sont multiples.

1. Acquérir les compétences qui sont nécessaires à la bonne utilisation de ce type de modèle et qui permettent au groupe de recherche de formuler des recommandations utiles à ce propos au niveau européen.
2. Disposer d'un modèle qu'on maîtrise et qu'on peut aisément modifier et adapter pour tester diverses hypothèses de travail.
3. Améliorer les concepts existant à l'heure actuelle, notamment à propos du modèle de combustion et des transferts thermiques vers les parois.
4. Mettre à la disposition des autorités et des concepteurs un modèle bien documenté, d'utilisation facile et qui, ayant été établi au cours des travaux d'un groupe de plusieurs centres de recherche européens, aurait des chances de s'imposer et d'être accepté.

Ce logiciel a reçu le nom de 0Zone pour *One Zone model*. On reprend ici quelques aspects particuliers qui ont été pris en compte ou qui sont en cours d'intégration dans le programme 0Zone.

Le modèle de combustion qui fait l'objet des développements actuels dans le programme est schématisé par le dessin situé à droite sur la figure 14.5. Si, pour une raison ou une autre, il ne parvient dans le local qu'une proportion  $y$  de la quantité d'oxygène nécessaire pour assurer la combustion maximale, avec  $y$  compris entre 0 et 1, alors la combustion ne concernera que la même proportion  $y$  de bois par rapport au taux de pyrolyse qui existerait en présence de suffisamment d'oxygène. La combustion est parfaite, mais elle est ralentie. Ainsi, la quantité d'énergie qui n'est pas consommée, parce que l'oxygène vient à manquer, n'est pas perdue. Elle pourra se dégager plus tard, ce qui allonge la durée de l'incendie.

Les deux modèles de combustion, celui de NAT comme celui qui est en cours d'intégration dans OZone, sont basés sur l'hypothèse de réacteur bien agité. Tant que la concentration en oxygène dans le local n'est pas nulle, on considère que la combustion n'est pas ralentie, c'est-à-dire  $y = 1$ . Lorsque la teneur en oxygène devient nulle, le taux de combustion  $y$  est dicté par la quantité d'air frais qui pénètre à chaque seconde dans le local  $\dot{m}_{in}$ . Dans un local où l'air est à la température ambiante, la combustion a tendance à se ralentir puis à s'arrêter lorsque la concentration en oxygène tombe en-dessous de 13 %. Cette concentration limite diminue cependant assez vite dès que la température s'élève. On pourrait imaginer d'utiliser une relation entre  $y$  et la concentration en oxygène qui serait plus sophistiquée que celle du réacteur parfaitement agité et qui, de surcroît, changerait avec la température au sein du local. Le fait de prendre 0 comme concentration limite de l'oxygène en-dessous de laquelle la combustion est ralentie et de prendre cette valeur quelle que soit la température constitue donc une approximation. Il semble cependant qu'elle puisse être admise parce que, en général, le contrôle de la combustion par la ventilation ne commence à exercer ses effets que lorsque l'incendie a atteint un certain développement et que, par le fait même, les températures dans le local sont assez élevées.

Lorsque la géométrie d'un local est définie, les 5 variables qui décrivent la situation à l'intérieur du local sont :

$m$	la masse de gaz présente dans le local,
$T$	la température uniforme de ces gaz,
$E$	l'énergie interne du gaz,
$\rho$	la masse volumique du gaz et
$p$	la pression.

Entre ces 5 variables existent les 3 relations suivantes :

$$m = \rho V \quad (14.21)$$

$$E = C_v m T \quad (14.22)$$

$$p = R \rho T \quad (14.23)$$

avec

$V$	volume du local,
$C_v$	chaleur massique de l'air à volume constant,
$p$	pression et
$R$	constante des gaz parfaits.

On remarque que la variation de la pression avec l'altitude n'est pas prise en compte dans les équations 14.21 à 14.23. On néglige ces différences de pression car elles sont de l'ordre de  $10^{-4}$  en valeur relative. C'est une des caractéristiques des modèles de zones de négliger la variation de la pression avec l'altitude pour l'équation d'état, alors que cette variation est à la base du calcul des flux massiques à travers les ouvertures. Pour le calcul des vitesses du gaz entrant ou sortant du local, on considère une variation exponentielle, à l'instar

de Brani [BR89]. Celui-ci, dans ses conclusions, remarque cependant qu'il n'y a pas de différences significatives dans ses résultats suivant qu'il considère une variation exponentielle ou l'approximation linéaire. Les deux lois de variation possibles sont données ci-dessous.

Variation exponentielle, utilisée dans 0Zone :

$$P(z) = P(z_0) e^{\frac{-g(z-z_0)}{R T}} \quad (14.24)$$

Approximation linéaire :

$$P(z) = P(z_0) - \rho g (z - z_0) \quad (14.25)$$

avec  $z_0$  altitude d'un niveau de référence, habituellement celui du sol dans le local,  
 $z$  altitude et  
 $g$  accélération du champ de pesanteur.

Etant donné les 3 relations existant entre les 5 variables, il faut choisir 2 des variables qui joueront le rôle principal dans la résolution du problème. Théoriquement, le problème n'a qu'une solution et celle-ci ne devrait pas dépendre du choix qui est posé. Numériquement, le choix peut avoir des conséquences très importantes sur la stabilité du système d'équations. La résolution de celui-ci peut nécessiter des pas plus ou moins petits suivant le choix effectué. Physiquement, on se trouve en présence de deux types de phénomènes caractérisés par des constantes de temps très différentes. Tous les phénomènes liés à la température réagissent aux perturbations avec une constante de temps qui est de l'ordre de la minute. Tous les phénomènes liés à la pression réagissent aux perturbations de manière quasi instantanée, d'autant plus qu'on néglige les termes d'énergie cinétique dans le calcul des vitesses à travers les ouvertures. On parle de *stiff equations*.

Un des choix qui peuvent convenir est celui de  $p$  et de  $T$ . Pour obtenir des variables qui ont des ordres de grandeurs plus proches, on choisira plutôt l'augmentation de pression depuis le temps de référence suivant l'équation suivante :

$$\Delta p(t) = p(t) - p(0) \quad (14.26)$$

En écrivant, d'une part, le bilan énergétique et, d'autre part, le bilan massique du compartiment, on peut déduire les 2 équations différentielles suivantes dont la première exprime la dérivée temporelle de la pression et la seconde la dérivée temporelle de la température [FO94] :

$$\Delta \dot{p} = \frac{\gamma - 1}{V} \dot{q} \quad (14.27)$$

$$\dot{T} = \frac{1}{C_p \rho V} (\dot{q} - C_p \dot{m} T + V \Delta \dot{p}) \quad (14.28)$$

$$\text{où } \dot{q} = \dot{Q} - C_p \dot{m}_{out} T + C_p \dot{m}_{in} T_{ext} - \dot{Q}_w \quad (14.29)$$

avec  $\gamma = C_p / C_v$

et  $\dot{Q}_w$  énergie absorbée par les parois.

On a déjà signalé que la manière classique de procéder est d'intégrer le système formé par les équations 14.27 et 14.28 en supposant que  $\dot{Q}_w$  reste constant sur le pas de temps, puis de reprendre l'évaluation de la température dans le mur en intégrant de manière explicite le schéma aux différences finies. Dans OZone, les transferts diffusifs dans les parois sont exprimés sous forme matricielle suivant la méthode des éléments finis au moyen d'éléments unidimensionnels avec variation linéaire de la température, voir figure 14.6.

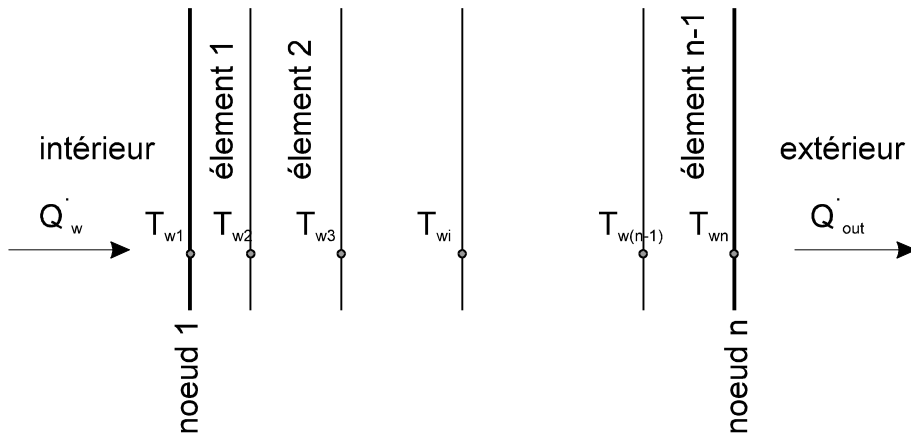


Fig. 14.6 : Modèle de mur de OZone

Le système d'équations matriciel s'écrit de manière classique comme il a été expliqué au chapitre 4.

$$\underline{\underline{K}} \underline{T}_w + \underline{\underline{C}} \dot{\underline{T}}_w = \underline{g} \tag{14.30}$$

$$\underline{T}_w = \begin{Bmatrix} T_{w^1} \\ T_{w^2} \\ \cdot \\ \cdot \\ T_{w^n} \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \underline{g} = \begin{Bmatrix} \dot{Q}_w \\ 0 \\ \cdot \\ 0 \\ \dot{Q}_{out} \end{Bmatrix}$$

avec  $\underline{\underline{K}}$  matrice de conductivité et  $\underline{\underline{C}}$  matrice de capacité.

La matrice de capacité est diagonalisée ce qui facilite son inversion, voir ci-dessous, et réduit les oscillations spatiales de la solution, voir figure 4.6.

On extrait du système d'équations 14.30 le vecteur qui donne la variation temporelle des températures dans le mur :

$$\dot{\underline{T}}_w = \underline{\underline{C}}^{-1}(\underline{g} - \underline{\underline{K}} \underline{T}_w) \quad (14.31)$$

Le système 14.31 est assemblé avec les équations 14.27 et 14.28 pour former un système d'équations différentielles sur les variables  $\Delta p$ ,  $T$ ,  $T_{w1}$ ,  $T_{w2}$ , ...,  $T_{wn}$ . Les termes de flux aux deux faces du mur,  $\dot{Q}_w$  et  $\dot{Q}_{out}$ , s'écrivent de manière classique, avec un terme de convection et un terme de rayonnement, voir équation 4.23. Le flux vers l'extérieur du compartiment fait intervenir la température à la surface extérieure,  $T_{ext}$ , considérée comme une donnée. Le flux échangé entre les gaz à l'intérieur du compartiment et le mur,  $\dot{Q}_w$ , fait intervenir la température à l'intérieur du compartiment,  $T$ , et la température à la face intérieure du mur,  $T_{w1}$ . Ce terme  $\dot{Q}_w$  assure ainsi le couplage entre les équations 14.27 et 14.28 et le système 14.31.

Le système global est intégré numériquement par un solveur de bibliothèque, le programme DEBDF, basé sur une méthode de Gear avec évaluation numérique du jacobien. Les pas de temps, adapté automatiquement par le solveur, sont en général de l'ordre de quelques dizaines de secondes et on est certain qu'il y a conservation de l'énergie. En fait, au lieu de considérer que le local est limité par les faces intérieures des parois et d'ajouter les parois comme un sous-modèle supplémentaire, on a repoussé les limites du volume considéré jusqu'aux faces extérieures des parois.

### 14.3 INCENDIES PARAMETRIQUES

On appelle incendie paramétrique une relation mathématique donnant l'évolution, au cours du temps, de la température dans un local soumis à l'embrassement généralisé, en fonction de divers paramètres représentant les conditions réelles qui caractérisent le compartiment et l'incendie. Des relations de ce type sont proposées dans l'annexe B de l'Eurocode 1 - Partie 2 [EC-12], ce qui leur confère un intérêt particulier. L'avantage de ces relations, par rapport aux modèles exposés au paragraphe précédent, est qu'elles ne requièrent pas l'écriture ou l'utilisation de programmes numériques. Leur utilisation est plus simple et elles sont donc plus susceptibles d'être introduites dans une norme et d'être acceptées par les autorités étant donné que chacun peut maîtriser et vérifier le choix de tous les paramètres et donc exercer un certain contrôle, sans avoir nécessairement connaissance des théories et des modèles qui ont servi à l'établissement de ces relations. Bien entendu, pour que l'utilisation des incendies paramétriques reste abordable, il faut que le nombre de paramètres inclus dans

les équations reste raisonnable. Il faut donc simplifier et globaliser les paramètres pour établir les équations ; le résultat est donc moins précis que celui qui est donné par les modèles numériques.

L'équation proposée dans l'Eurocode 1 pour la phase de température croissante est la suivante :

$$\theta_g = 1325 \left( 1 - 0.324 e^{-0.2 t^*} - 0.204 e^{-1.7 t^*} - 0.472 e^{-19 t^*} \right) \quad (14.32)$$

avec  $\theta_g$  température des gaz dans le local en °C et  
 $t^*$  temps modifié suivant l'équation suivante :

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (14.33)$$

avec  $t$  temps en heures et  
 $\Gamma$  facteur d'accélération donné par l'équation suivante :

$$\Gamma = \left( \frac{O_t / 0.04}{b / 1160} \right)^2 \quad (14.34)$$

Le paramètre de ventilation  $O_t$  est défini par l'équation 14.12. Il doit être compris entre 0.02 et  $0.20 \text{ m}^{0.5}$ . L'effusivité thermique du matériau des parois  $b$  a été définie par l'équation 3.6. Elle doit être comprise entre 1000 et  $2000 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{0.5} \text{ K}$  ce qui, pratiquement, signifie que les parois doivent être constituées en béton. Une surface au sol inférieure ou égale à  $100 \text{ m}^2$  et une hauteur limitée à 4 m. sont deux autres conditions d'application de la méthode.

Les températures croissent jusqu'à la valeur du temps modifié calculée par l'équation suivante :

$$t_d^* = \frac{0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_t \cdot \Gamma}{O_t} \quad (14.35)$$

avec  $q_t$  la charge au feu en  $\text{MJ/m}^2$ , rapportée à la surface totale des parois : sol, murs et plafond.

Dans la phase de refroidissement, les températures décroissent avec le temps, de manière linéaire, suivant les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{\max} - 625 \left( t^* - t_d^* \right) && \text{pour } t_d^* \leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{\max} - 250 \left( 3 - t_d^* \right) \left( t^* - t_d^* \right) && \text{pour } 0.5 < t_d^* < 2 \end{aligned} \quad (14.36)$$



$$\theta_g = \theta_{\max} - 250 \left( t^* - t_d^* \right) \quad \text{pour} \quad 2 \leq t_d^*$$

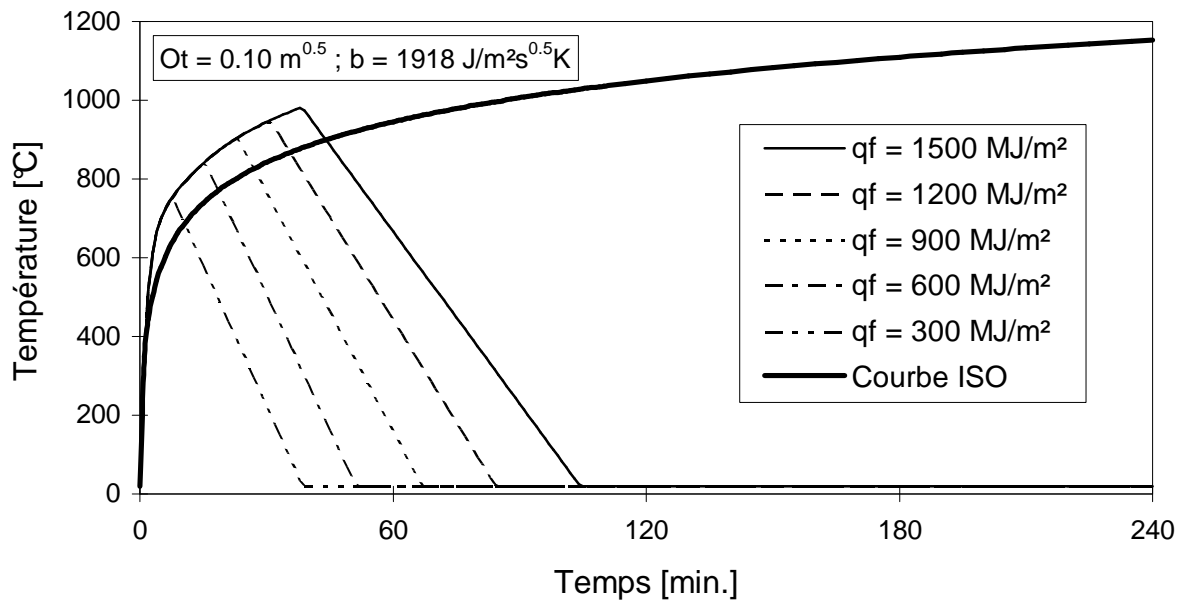
avec  $\theta_{\max}$  température des gaz au temps modifié  $t_d^*$ .

Les trois figures suivantes illustrent l'évolution des températures obtenues dans diverses hypothèses de l'incendie paramétrique. Toutes les courbes ont été calculées pour un compartiment dont la surface au sol  $A_f$  est de 100 m<sup>2</sup> (10 x 10 m<sup>2</sup>) et dont la hauteur est de 2.60 m.

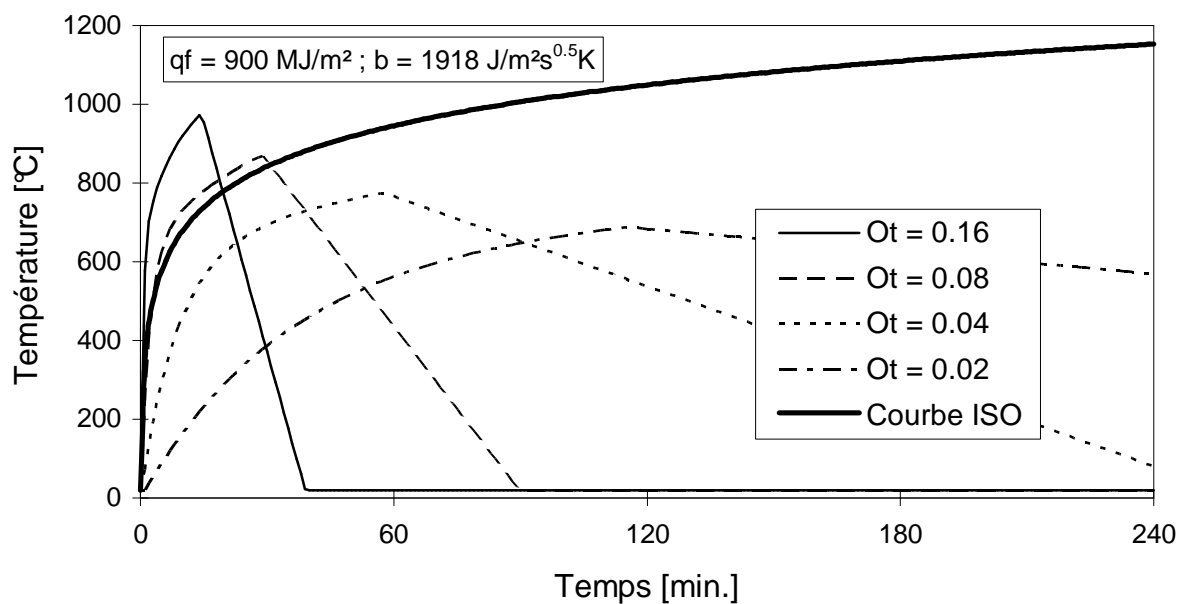
La figure 14.7 est établie pour le cas où les parois sont constituées de béton normal ( $b = 1918$ ) et où le paramètre de ventilation est égal à 0.10. Cette valeur correspond à une ventilation substantielle. Elle est obtenue, par exemple, par une ouverture de 7.30 m. de large sur toute la hauteur de 2.60 m du local, ou pour une ouverture horizontale de 85 cm. de haut s'étendant sur tout le périmètre du local. La figure est établie pour différentes valeurs de la charge au feu, rapportée ici à la surface au sol. Comme le modèle de Petterson est à la base de ces courbes, certaines des caractéristiques de son modèle se retrouvent ici. On remarque par exemple que la courbe de température dans sa phase croissante ne dépend pas de la quantité de combustible. Ce comportement est tout-à-fait caractéristique des incendies contrôlés par la ventilation, hypothèse qui est à la base des courbes paramétriques comme elle était à la base du modèle de Petterson. Dans les cas où, comme ici, le local est fortement ventilé, les températures sont plus élevées que celles de la courbe ISO, du moins dans la première phase de l'incendie. La durée de l'incendie est proportionnelle à la charge au feu rapportée à la surface au sol. L'équation 14.35 peut en effet être transformée et s'écrire sous la forme suivante :

$$t^* = \frac{0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_f \cdot A_f}{A_w \sqrt{h_w}} = \frac{0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_t \cdot A_t}{A_w \sqrt{h_w}} = \frac{0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_t}{O_t} \quad (14.37)$$

Dans la phase décroissante, le refroidissement est d'autant plus lent que la température maximale atteinte est élevée, ce qui provient de la plus grande quantité d'énergie accumulée dans les murs et restituée à l'intérieur du local.

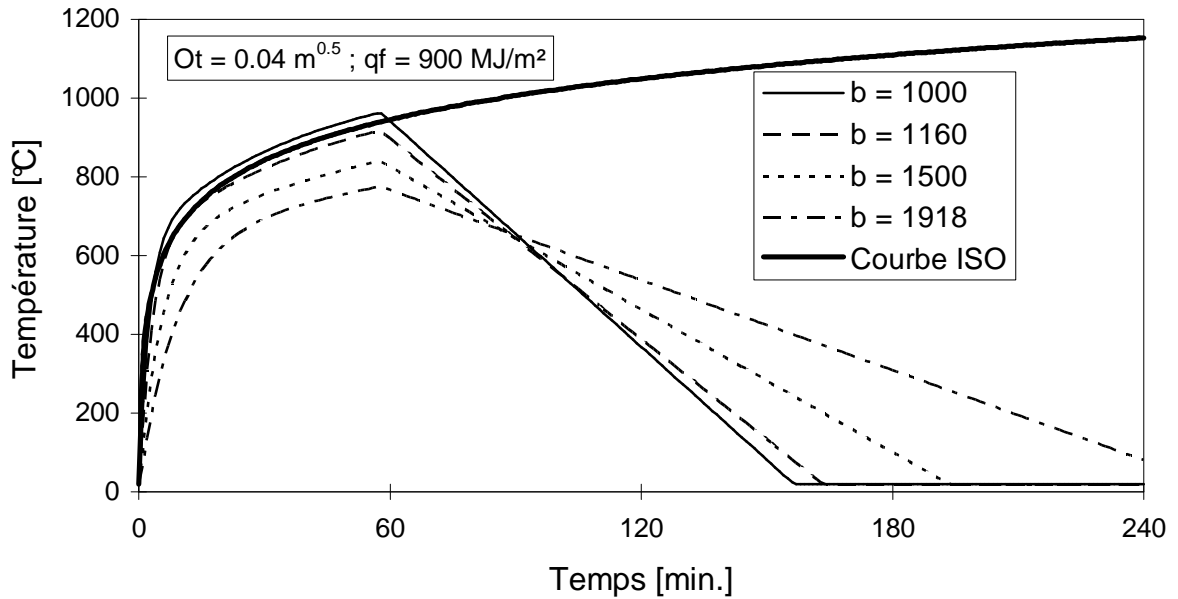


La figure 14.8 montre l'influence du paramètre de ventilation. Elle a été établie pour une charge calorifique au sol de  $900 \text{ MJ/m}^2$ , c'est-à-dire environ  $55 \text{ kg}$  de bois par  $\text{m}^2$ . Moins il y a d'ouvertures dans les parois du compartiment, moins les températures sont élevées mais plus la durée de l'incendie s'allonge. Contrairement à ce qu'on observait sur la figure 14.7, la vitesse de refroidissement est plus faible lorsque la température maximale atteinte est plus faible. La quantité d'énergie accumulée dans les murs peut en effet être plus élevée dans le cas d'une phase croissante moins sévère mais plus longue que dans le cas d'une phase croissante intense mais courte. Cela reflète aussi le fait que des ouvertures plus petites génèrent moins de flux massique vers l'extérieur du compartiment. Si le local est moins aéré durant le développement de l'incendie, il est aussi moins ventilé pendant la phase de refroidissement. Notons, pour fixer les ordres de grandeur, qu'un paramètre de ventilation de  $0.02$  correspond, pour ce local, à 2 portes de  $1 \text{ m.}$  de large et de  $2.10 \text{ m}$  de haut.



**Fig. 14.8 : Influence des ouvertures**

Enfin, la figure 14.9 montre l'influence, plus limitée, de la nature des parois. Elle a été établie pour la même charge que la figure 14.8,  $900 \text{ MJ/m}^2$ , et pour un paramètre de ventilation correspondant à 2 doubles portes de  $2 \times 2.1 \text{ m}^2$ . On remarque que la situation où  $b = 1160$  et  $O_t = 0.04$  donne presque exactement les mêmes températures que la courbe ISO. Cette valeur de l'effusivité thermique est celle d'un béton à agrégats légers ayant une masse volumique de  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Sur cette figure, les vitesses de refroidissement sont plus lentes lorsque les températures maximales atteintes sont plus faibles parce que la plus grande effusivité thermique du matériau permet aux parois échauffées de restituer plus d'énergie au local durant la phase de refroidissement.



**Fig. 14.9 : Influence des parois**

Les limitations des incendies paramétriques portent essentiellement sur la globalisation des paramètres.

Toute la géométrie du compartiment est résumée dans le paramètre de ventilation  $O_t$ . Si le rôle de ce paramètre a été observé expérimentalement, c'est surtout lors d'essais où le local ne comportait qu'une seule ouverture. L'équation 14.12 qui permet de calculer  $O_t$  est d'ailleurs formulée pour ce cas particulier. En cas d'ouvertures multiples, on calcule le paramètre de ventilation comme la simple somme des paramètres individuels.

$$O_t = \sum_i A_{wi} \sqrt{h_{wi}} / A_t \quad (14.38)$$

avec  $A_{wi}$  surface de l'ouverture  $i$  et  
 $h_{wi}$  hauteur de l'ouverture  $i$ .

L'équation 14.38 est probablement valable lorsque plusieurs ouvertures de dimensions semblables sont réparties sur les différentes parois du local et qu'elles sont au même niveau. Chaque ouverture est divisée de la même manière entre zone d'air entrant et zone d'air sortant et l'intégration de l'équation de Bernoulli, qui permet de mettre en évidence le paramètre de ventilation, peut être répétée successivement sur toutes les ouvertures, donnant à chaque fois des flux proportionnels à la largeur de l'ouverture, ce qui justifie la sommation de l'équation 14.38. Dans le cas où certaines ouvertures sont situées à la partie inférieure des parois et d'autres à la partie supérieure, la situation est totalement modifiée et on peut avoir des ouvertures avec un flux rentrant, en partie basse, et d'autres avec un flux sortant, en partie haute. L'équation 14.38 n'a, dans ce cas, pas de véritable justification.

La nature des parois est représentée par l'effusivité thermique du matériau. Dans le cas où différentes parois du local sont composées chacune d'un matériau différent, des

considérations simples conduisent à prendre en compte une moyenne de l'effusivité pondérée par l'importance relative de chaque surface suivant l'équation suivante :

$$b^* = \frac{\sum_i b_i A_{ti}}{\sum_i A_{ti}} \quad (14.39)$$

avec  $b^*$  effusivité équivalente,  
 $b_i$  effusivité de la paroi  $i$  et  
 $A_{ti}$  surface de la paroi  $i$ .

Dans le cas où une paroi est composée de plusieurs couches de matériaux différents, l'effusivité équivalente se calcule par l'équation suivante :

$$b^* = \left( \frac{\sum_j t_j C_j \lambda_j}{\sum_j \frac{t_j C_j \lambda_j}{b_j^2}} \right)^{0,5} \quad (14.40)$$

avec  $t_j$  épaisseur de la couche de matériau  $j$ .

Cette formule ne représente le phénomène physique que de manière très approchée. Elle ne fait par exemple aucune distinction entre l'ordre des différentes couches de matériau. Suivant cette équation, un mur de béton isolé sur sa face intérieure absorbe autant d'énergie qu'un mur isolé sur sa face extérieure. Par rapport à des calculs exacts, l'utilisation de l'équation 14.40 peut conduire à une surévaluation ou à une sous évaluation de la température dans le local, suivant la nature de la paroi. A titre conservatif, Twilt et al. conseillent, en cas de paroi composée de plusieurs matériaux, d'utiliser l'effusivité la plus faible parmi celles des matériaux présents [TW96]. Le cas des parois très isolantes pose aussi problème car leur effusivité thermique est plus faible que 1000, limite d'application de la méthode.

Enfin, comme dernier point suscitant la critique, la période de refroidissement est modélisée de manière très simpliste, avec sa vitesse de refroidissement constante. Or, l'influence de cette partie de la courbe sur la température maximale atteinte dans des éléments de structure est loin d'être négligeable.

L'hypothèse la plus forte de ces courbes paramétriques reste celle liée à un incendie contrôlé par la ventilation. Dans le cas de locaux fortement ventilés et à faible charge calorifique, ceci conduit à fortement surestimer les températures dans la phase croissante, et à sous-estimer la durée de l'incendie. Avec J.-F. Cadornin, nous avons proposé une manière simple qui permet, dans l'application de l'annexe B de l'Eurocode, de tenir compte du fait que, dans certains cas, la puissance de l'incendie est limitée par la quantité de combustible. Cette technique se base sur la figure 14.4a représentant les résultats expérimentaux de Heselden, idéalisés sur la figure 14.4b. Les horizontales de la figure 14.4b expriment le fait que le

paramètre de ventilation n'a pas d'influence sur la puissance de l'incendie lorsque celui-ci est contrôlé par la charge au feu. La puissance de l'incendie peut être calculée par la formule de proportionnalité de Kawagoe, à condition d'utiliser pour le paramètre de ventilation celui qui marque la limite entre les deux régimes *fuel controlled* et *ventilation controlled*. Sur la figure 14.4b, si la charge au feu est de 20 kg/m<sup>2</sup> et que les ouvertures sont tellement grandes que le point représentatif est le point 3, la puissance de l'incendie est la même que celle donnée par la droite oblique si on considère le paramètre de ventilation du point 2, limite entre les deux régimes pour cette charge au feu. Il suffit donc simplement d'appliquer les équations de l'annexe B de l'Eurocode, mais d'y introduire, pour le paramètre de ventilation, le minimum entre la valeur réelle d'une part et la valeur limite d'autre part. La figure 14.10 montre comment on a déduit du diagramme de Heselden 4 valeurs du coefficient de ventilation limite  $O_{t\ell}$ , pour les 4 valeurs de la charge au feu données. Celles-ci sont reprises au tableau 14.1.

<b>q<sub>f</sub> kg/m<sup>2</sup></b>	<b>q<sub>f</sub> MJ/m<sup>2</sup></b>	<b>O<sub>tℓ</sub></b>
7.5	90	.0146
15	180	.0293
30	360	.0566
60	720	.0847

**Tableau 14.1.**

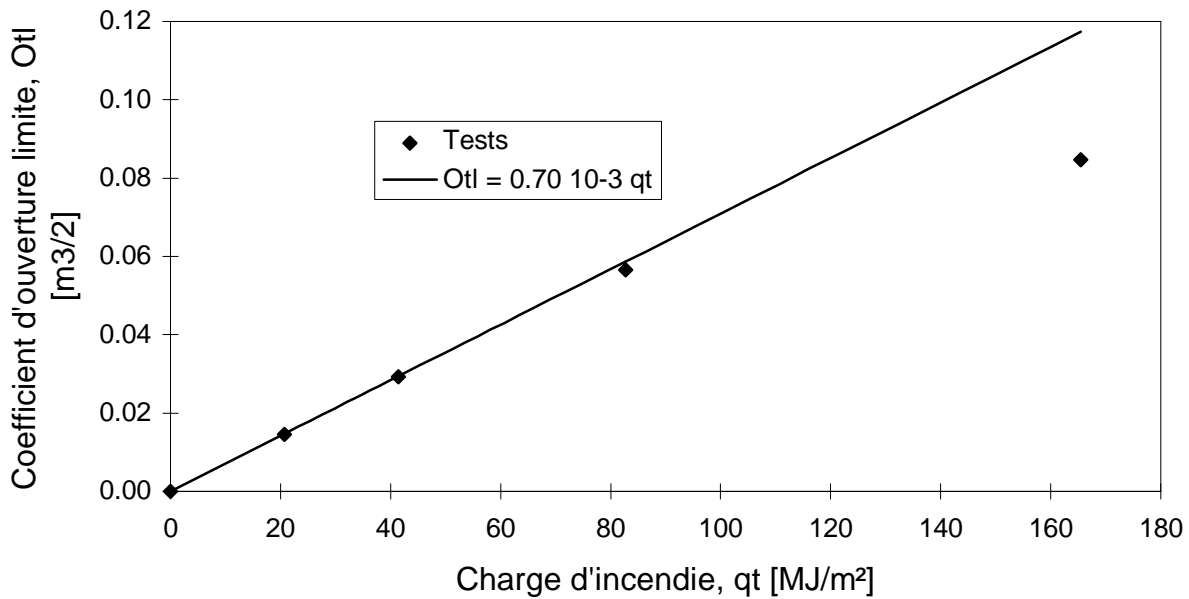
### Fig. 14.10 : Diagramme de Heselden

La figure 14.11 montre comment les 4 points obtenus peuvent être représentés par une droite passant par l'origine dont l'équation est la suivante :

$$O_{t\ell} = 0.70 \cdot 10^{-3} q_t \quad (14.41)$$

avec  $O_{t\ell}$  paramètre de ventilation limite et  
 $q_t$  charge au feu rapportée à la surface totale du local.

Seul le 4ème point s'écarte de la droite mais on remarque sur la figure 14.10 que le seul point expérimental disponible en régime *fuel controlled* pour la charge de 60 kg/m<sup>2</sup> ne garantit pas qu'on ait atteint l'asymptote horizontale.



**Fig. 14.11 : Paramètres de ventilation limites**

Pour construire la figure 14.11 à partir de la figure 14.10, on a utilisé la valeur de 12 MJ/kg pour la chaleur spécifique de combustion du bois.

Si on introduit la valeur du coefficient de ventilation donnée par l'équation 14.41 dans l'équation 14.37, on remarque que la durée de l'incendie, lorsqu'il est contrôlé par la charge au feu, est une constante.

$$t^* = \frac{0.13 \cdot 10^{-3}}{0.70 \cdot 10^{-3}} = 0,19 \text{ heures, soit environ 11 minutes.}$$

Cela semble assez rapide comme incendie. Dans son modèle d'incendie complètement développé, Law postule une durée de 20 minutes pour la combustion de fournitures de bureau [LA83]. Cette valeur de 20 minutes a d'ailleurs été reprise dans l'annexe C de l'Eurocode 1 ainsi que dans de nombreuses autres publications basées sur les travaux de Law.

Ce n'est pas tellement la valeur de 11 minutes qui est importante. En effet, on pourrait la remettre en question en critiquant la valeur de 12 MJ/kg retenue comme hypothèse pour établir la figure 14.11. On pourrait aussi objecter que les essais de Heselden sont trop spécifiques et ne peuvent pas donner lieu à généralisation. Ce qui est intéressant, c'est surtout que l'introduction d'une valeur limite du facteur de ventilation est directement liée à une durée de l'incendie, celle qui s'établirait en présence de tout l'oxygène nécessaire. Cette durée de combustion est un paramètre physique plus facile à apprécier que des constantes exprimées en  $m^{5/2}$ . Si on peut estimer la durée de l'incendie  $t^*$  en fonction du type de contenu présent dans



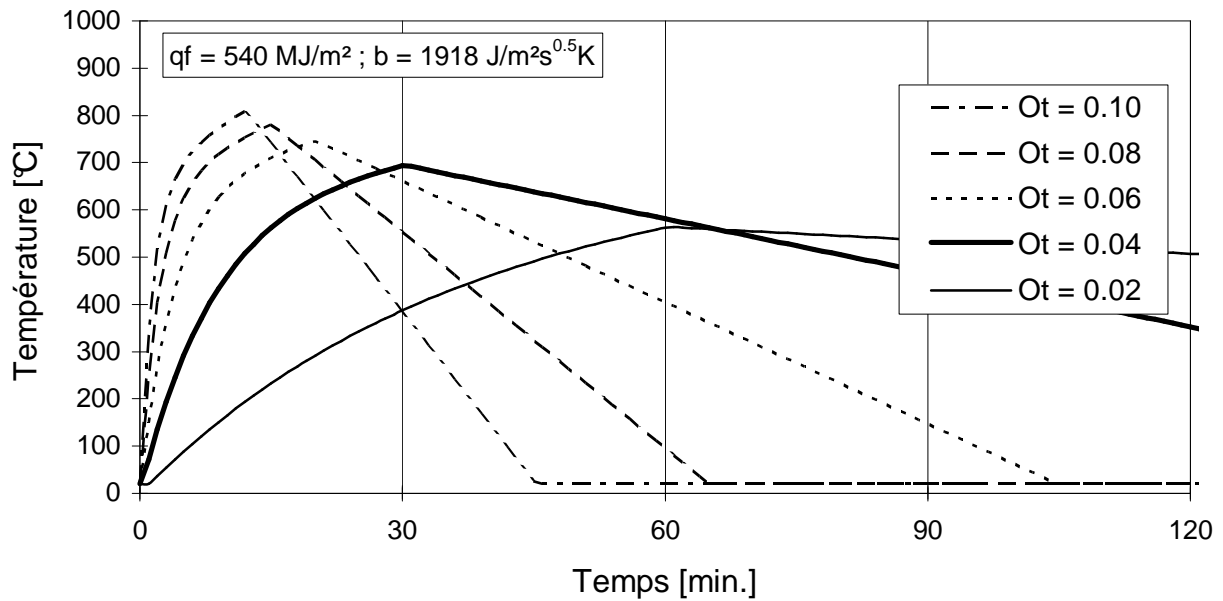
un compartiment particulier, on peut directement, à partir de l'équation 14.37, tirer la valeur à donner au coefficient de ventilation limite :

$$O_{t\ell} = \frac{0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_t}{t^*} \quad (14.42)$$

On utilise alors cette valeur limite du paramètre de ventilation dans les équations 14.32 à 14.34 qui décrivent l'évolution de la température durant la phase d'échauffement. Il s'agit d'une manière artificielle de tenir compte du fait que la quantité de combustible est limitée et que le régime est, dans ce cas, contrôlé par le combustible. Durant la phase de refroidissement, les ouvertures réelles sont bien présentes et jouent pleinement leur rôle qui est de ventiler le local et d'évacuer la chaleur emmagasinée dans les parois. Durant cette phase, on reprend donc le coefficient d'ouverture réel.

Les figures 14.12 et 14.13 illustrent les effets de la prise en compte des deux régimes possibles dans le cas d'un compartiment de 7 x 7 x 2.60 m<sup>3</sup> avec des murs en béton lourd. On suppose que le contenu présent dans le local met 30 minutes pour brûler en présence suffisante d'oxygène.

Sur la figure 14.12, on examine l'influence du paramètre de ventilation lorsque la charge au feu rapportée au niveau du sol est de 540 MJ/m<sup>2</sup>. Avec une faible ventilation de 0.02 m<sup>0.5</sup>, l'incendie est contrôlé par la ventilation et met 60 minutes à se développer. Si on double la ventilation, on atteint la valeur limite de 0,04 m<sup>0.5</sup>. L'incendie est toujours contrôlé par la ventilation et la phase d'échauffement ne dure plus que 30 minutes. Les trois courbes suivantes, pour  $O_t = 0.06, 0.08$  et  $0.10 \text{ m}^{0.5}$ , sont obtenues par la version actuelle de l'annexe B de l'Eurocode, en supposant que l'incendie est contrôlé par la ventilation. Suivant notre proposition, on utilise la courbe notée  $O_t = 0.04$ , même si le paramètre de ventilation réel est supérieur. La phase croissante de l'incendie dure toujours au moins 30 minutes. En d'autres termes, il ne sert à rien d'ouvrir les fenêtres plus que ce qui correspond à  $O_t = 0.04$ . Cela n'accélère plus la combustion.



**Fig. 14.12 : Influence de la ventilation**

Sur la figure 14.13, on examine l'influence de la charge au feu pour un paramètre de ventilation réel de  $0.06 \text{ m}^{0.5}$ . Avec une charge faible de  $270 \text{ MJ/m}^2$ , la version actuelle suppose que tout est consommé en 10 minutes, ce qui donne une température maximale de  $650^\circ\text{C}$ . En forçant la combustion à durer 30 minutes, notre proposition limite la température maximale à  $400^\circ\text{C}$ , voir courbe marquée  $O_{t1}$ . Avec une charge de  $540 \text{ MJ/m}^2$ , la version actuelle de la méthode donne  $750^\circ\text{C}$  après 20 minutes, alors que notre proposition donne  $700^\circ\text{C}$  après 30 minutes. A partir de  $800 \text{ MJ/m}^2$ , c'est la ventilation qui apporte le contrôle et notre proposition ne joue plus de rôle.

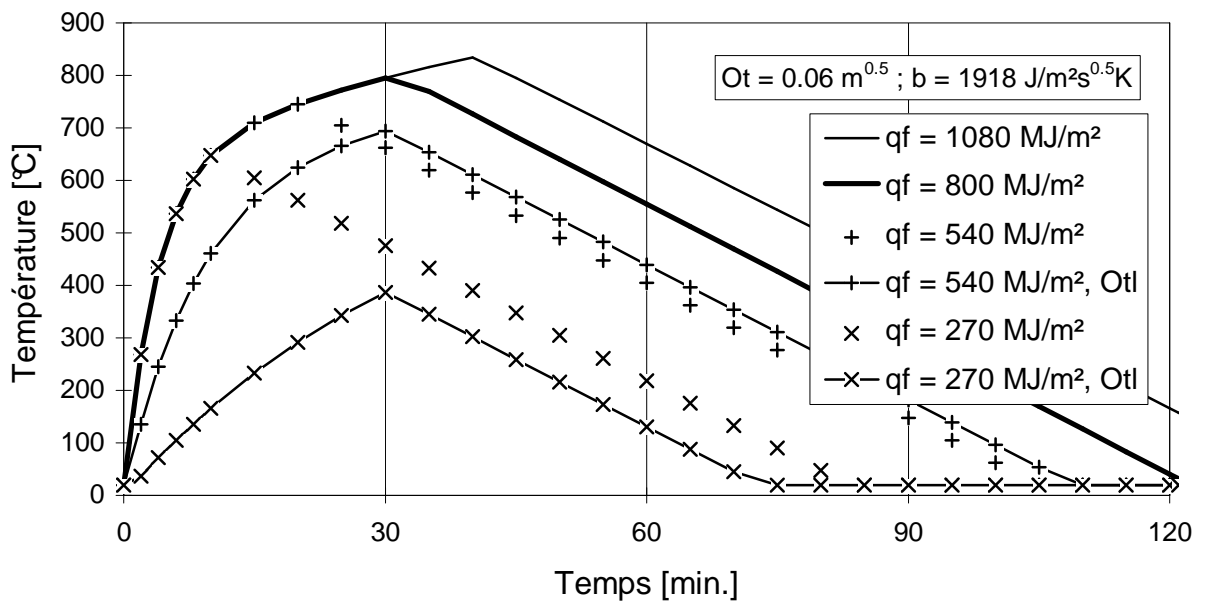


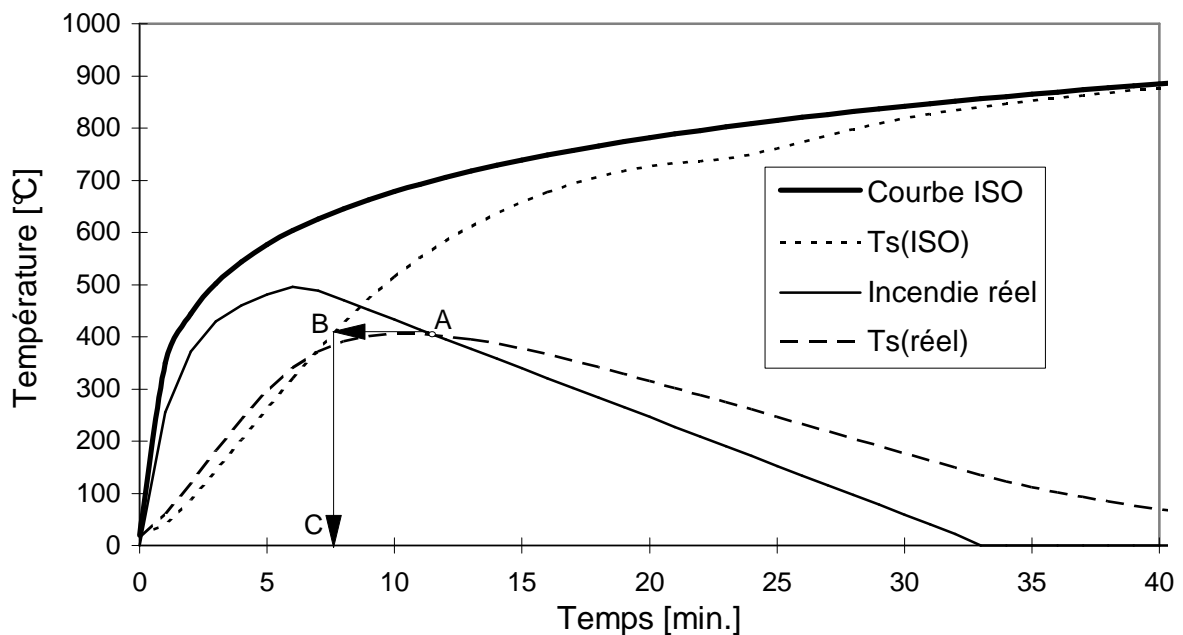
Fig. 14.13 : Influence de la charge au feu

On peut considérer que notre proposition est assez sécuritaire. Lorsque la ventilation est tellement importante que l'incendie est contrôlé par le combustible, on utilise dans les équations le paramètre de ventilation limite. Ceci empêche, dans les calculs, le taux de pyrolyse, c'est-à-dire la puissance de l'incendie, de dépasser la valeur réelle qui est conditionnée par le combustible. De la sorte, on néglige cependant l'effet favorable apporté durant la phase d'échauffement par le fait que les flux massiques à travers les ouvertures réelles sont plus élevées que ceux pris en compte dans le calcul. Or, ces flux contribuent à l'évacuation de l'énergie hors du compartiment et maintiennent donc les températures à un niveau moins élevé. Ce phénomène est pris en compte durant la phase de refroidissement pendant laquelle, comme expliqué précédemment, on utilise le paramètre de ventilation réel.

Une analyse plus détaillée est actuellement en cours sur ce sujet. Des simulations numériques menées à l'aide du programme OZone, ainsi qu'une analyse détaillée des rapports d'essais originaux de Heselden, devraient permettre de voir s'il est possible d'aller au-delà de notre proposition ce qui, bien entendu, passerait par une modification des équations proposées actuellement par l'Eurocode.

#### 14.4 Méthodes de temps équivalents

Le temps équivalent est, par définition, le temps d'exposition à l'incendie normalisé qui produirait, sur un élément de structure, le même effet que l'exposition à un incendie réel. Ce concept a été introduit car il permet de tenir compte d'une certaine manière des paramètres réels qui caractérisent le compartiment et son contenu, tout en étant basé sur l'utilisation des nombreuses tables de dimensionnement et méthodes de calcul simples établies dans l'hypothèse de l'incendie normalisé. Le principe du temps équivalent est illustré à la figure 14.14, dans le cas le plus simple où l'effet de l'incendie se résume à une seule température significative de l'élément de structure. Il peut s'agir de la température uniforme au sein d'un profilé en acier, ou encore de la température des barres tendues dans une poutre-dalle en béton armé. L'incendie réel présente une phase de croissance suivie d'une phase de refroidissement, comme on l'a expliqué au paragraphe précédent. La température induite par cet incendie dans un profilé métallique non protégé est notée  $T_s(\text{réel})$  sur la figure. Elle atteint une valeur maximale de  $400^\circ\text{C}$  après 12 minutes (point A de la figure). Si le même élément avait été soumis à la courbe ISO, sa température n'aurait cessé de croître, comme l'indique la courbe  $T_s(\text{ISO})$  sur la figure. Pour qu'il atteigne la même température de  $400^\circ\text{C}$  (point B), il ne lui aurait fallu que 7.5 minutes. C'est le temps équivalent pour cet incendie réel et pour cette structure.



**Fig. 14.14 : Principe du temps équivalent**

Bien entendu, s'il était de toute façon nécessaire de considérer d'abord le comportement de l'élément soumis à l'incendie naturel pour pouvoir en déduire à chaque fois le temps équivalent, cette méthode n'apporterait rien et il serait plus simple de s'arrêter après la première étape. Une méthode de temps équivalent n'est utile que s'il existe un outil permettant de déterminer directement le temps équivalent en fonction des paramètres qui

caractérisent le compartiment et son contenu. Différentes méthodes ont été publiées pour le calcul d'un temps équivalent. La méthode de Law était basée sur une cinquantaine d'essais et se basait, comme critère pour établir l'équivalence entre incendie expérimental et incendie normalisé, sur une température de 500°C dans un profilé protégé en acier [LA71]. Petterson et al. ont réalisés des simulations à l'aide de leur modèle numérique à une zone et se basent sur le même critère de 500°C dans des profilés en acier, protégés ou non. Deux approches successives ont été développées, une approche globale et une approche simplifiée, [PE76]. Malgré que le critère utilisé ait été celui de la température dans des profilés en acier, la méthode aurait été vérifiée pour des poutres en béton armé isostatiques [CI83]. Harmathy s'est basé sur des considérations théoriques et a validé sa méthode par quelques essais [HA87b]. En Europe, la méthode la plus récente a été proposée dans deux documents importants, la DIN E 18230 [DI95] et l'Eurocode 1 - Partie 2, annexe E [EC-12]. On peut citer les travaux de Schneider [SC88a] et de Kersken-Bradley [KE90] comme étant ceux qui ont le plus influencé la dernière version de la DIN 18230, couramment utilisée en Allemagne pour les bâtiments industriels. Cette méthode se base aussi sur certains résultats d'essais [UB90]. Une particularité de la méthode reprise par l'Eurocode et la DIN consiste dans le fait que le temps équivalent qui, structurellement, aurait le même effet qu'un incendie réel est ensuite multiplié par deux coefficients de sécurité dont l'un prend en compte les conséquences d'une ruine éventuelle et l'autre l'influence bénéfique des mesures de protection active. Enfin, on peut citer la méthode néozélandaise [CL94] basée sur des essais australiens, [TH90] et [TH93].

Pour toutes ces méthodes, le temps équivalent est obtenu à partir de formules ou de graphiques qui, transformés de manière adéquate, peuvent se résumer à une expression du type suivant :

$$t_e = k_b q_f W_e \quad (14.43)$$

avec  $t_e$  temps équivalent,  
 $k_b$  coefficient dépendant des propriétés thermiques des parois,  
 $q_f$  charge au feu rapportée à la surface au sol et  
 $W_e$  facteur dépendant des conditions de ventilation.

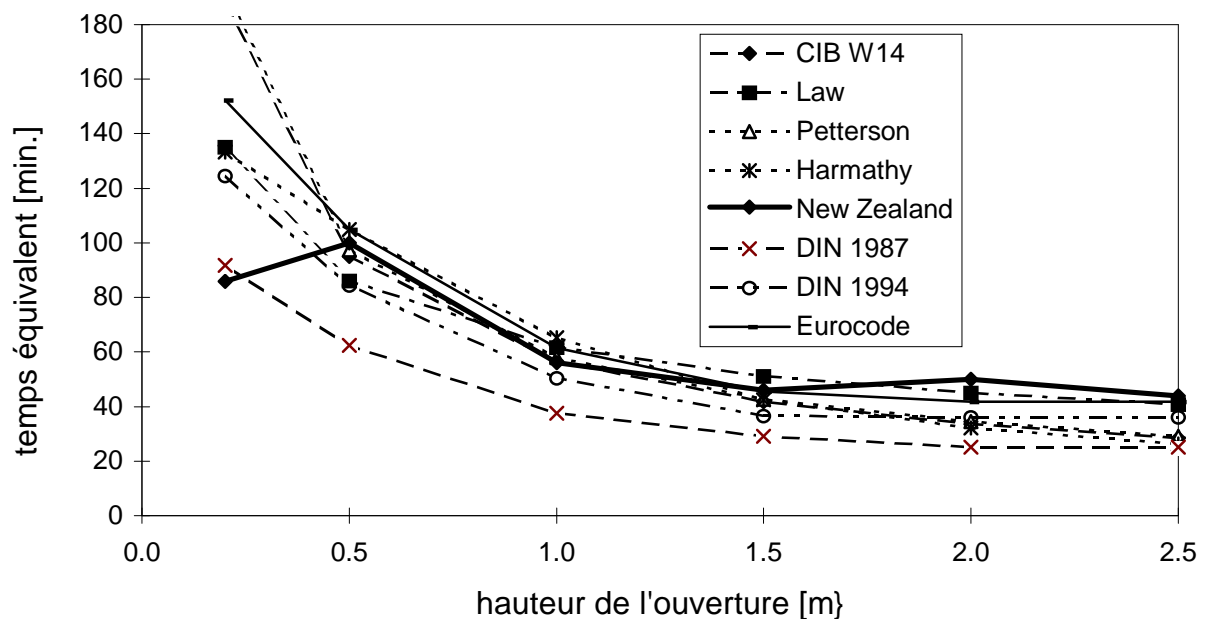
On retrouve ainsi les trois paramètres caractéristiques qui étaient aussi utilisés dans les incendies paramétriques. La formulation pratique des 3 termes du membre de droite de l'équation 14.43 change d'une méthode de temps équivalent à l'autre. Il n'est dès lors pas possible de les comparer entre elle sur base de ces paramètres. Dans le cadre de la recherche "*Natural Fire Safety Concept*", les membres du *working group 2* dirigé par Kirschner ont comparé ces différentes méthodes en calculant le temps équivalent donné par chacune d'entre elles pour un compartiment de référence [SC96b]. Celui-ci est défini par les caractéristiques suivantes : surface au sol = 25 m<sup>2</sup>, hauteur = 2.5 m., hauteur de fenêtre = 1.5 m., seuil de fenêtre à 0.5 m. du sol, largeur de fenêtre = 4.0 m., effusivité thermique des parois = 1300 J/m<sup>2</sup> s<sup>0.5</sup> K, et charge au feu = 750 MJ/m<sup>2</sup>. Dans une étude paramétrique, chacune de ces caractéristiques a été modifiée, une à la fois.

On constate que, pour toutes les méthodes, la hauteur du local, variant de 2.4 à 5.0 m., et les propriétés thermiques des parois, variant de 500 à 2000 J/m<sup>2</sup> s<sup>0.5</sup> K, ont relativement peu d'influence.

Pour toutes les méthodes, le temps équivalent est pratiquement proportionnel à la charge au feu.

Pour les méthodes les plus anciennes, Law et Petterson, le temps équivalent ne cesse d'augmenter avec la surface au sol du local. Pour les autres méthodes, plus récentes, on observe un plateau dès que la surface dépasse 150 m<sup>2</sup>.

Pour toutes les méthodes, les dimensions de l'ouverture sont très importantes et on observe que le temps équivalent augmente lorsque la surface de l'ouverture diminue. Seule la méthode néozélandaise fait diminuer  $t_e$  lorsque la surface des ouvertures tend vers 0, voir figure 14.15.



**Fig. 14.15 : Influence de la hauteur de l'ouverture**

L'Eurocode 1 présente ainsi deux méthodes différentes qui permettent de tenir compte de la nature réelle d'un incendie sur le comportement d'une structure : l'incendie paramétrique, dans son annexe B, et le temps équivalent, dans son annexe E. Comme ce document est appelé à recevoir le statut de norme européenne, il aura dans les décennies à venir une influence considérable sur la manière dont les incendies naturels seront pris en compte sur notre continent. Il a paru utile de comparer les deux méthodes entre elles. Donnent-elles des résultats équivalents ou l'une d'entre elles est-elle systématiquement plus sévère ? Les paragraphes suivants donnent l'essentiel de travaux récents consacrés à cette question. Le sujet est traité plus en détail dans la publication [FR96c].

On a montré que, physiquement, les 3 mêmes paramètres sont pris en compte par les deux méthodes : la charge au feu, la nature des parois et la géométrie du local, essentiellement

ses ouvertes. Cependant, les deux méthodes ne prennent pas en compte ces paramètres de la même manière. Les variables analytiques à travers lesquels ils apparaissent sont différentes. Il n'est donc pas possible d'établir une comparaison en prenant ces variables comme référence. De la même manière que pour la comparaison des différentes méthodes de temps équivalent entre elles, on a donc défini un compartiment de référence et ce sont les variables de base caractérisant ce compartiment qui ont été utilisées pour la comparaison. On utilise, par exemple, la largeur et la hauteur des ouvertures, plutôt que le coefficient de ventilation.

On a ainsi résolu le problème des variables à porter en abscisse des graphiques comparatifs. Mais que faut-il porter en ordonnée ? La méthode du temps équivalent donne, pour chaque combinaison des paramètres, une durée comme résultat, c'est-à-dire un scalaire que l'on peut porter directement sur un graphique. La méthode de l'incendie paramétrique donne, elle, une fonction du temps pour chaque combinaison des paramètres. La connexion entre les deux types de résultat passe par une structure, ou un élément de structure, et par un critère définissant le temps équivalent, ainsi que l'indiquait la figure 14.14. La figure 14.16 donne une autre présentation du même principe. Si la structure choisie peut être caractérisée par une température représentative, on peut calculer, pour chaque incendie paramétrique, l'évolution de cette température au cours du temps,  $T_2(t)$ , ainsi que sa valeur maximale,  $T_{max}$ . Calculant ensuite l'évolution de cette température dans la même structure lorsque celle-ci est soumise à un incendie normalisé,  $T_1(t)$ , on peut noter la durée de cet incendie qui produirait dans la structure une température égale à  $T_{max}$ . On obtient ainsi, pour chaque incendie paramétrique, un "temps représentatif" qui représente cet incendie, et qui peut être comparé au temps équivalent donné par l'annexe E de l'Eurocode 1.



**Fig. 14.16 : Principe du temps équivalent**

Le résultat obtenu dépend cependant de la structure choisie, ce qui est déjà une première différence entre les deux méthodes de l'Eurocode. L'annexe E donne un seul temps équivalent pour chaque combinaison des paramètres caractérisant l'incendie et ce temps ne dépend pas du type de structure. Par contre, l'incendie paramétrique, lorsqu'il est transformé en temps représentatif, n'a pas la même sévérité pour toutes les structures. Les structures à réponse rapide sont, par exemple, très sensibles aux incendies violents, même s'ils sont brefs. Ce type d'incendie est par contre très bien supporté par les structures à réponse différée qui sont plus sensibles aux incendies longs, même s'ils sont moins violents. Cette différence de

comportement structurel n'apparaît pas dans les méthodes de temps équivalent. Pour mener la comparaison, 3 structures différentes ont été choisies :

- un profilé métallique non protégé avec une massivité de  $211 \text{ m}^{-1}$ , représentant les structures à réponse rapide. Cette massivité est celle de la section HE 200A ;
- un profilé métallique de même type, protégé par 20 mm. d'isolation ayant les propriétés thermique de la vermiculite, représentant une première structure à réponse lente ;
- un massif semi-indéfini en béton, caractérisé par la température existant à une profondeur de 3 cm. de la surface, là où on pourrait s'attendre à rencontrer des barres en acier. A cause de la protection des 3 cm. de béton, il s'agit aussi d'une structure à réponse lente.

Les températures dans les profilés métalliques ont été calculées suivant la méthode simple de l'Eurocode 3, et celles dans le béton ont été déterminées à l'aide du code SAFIR. Les propriétés thermiques de l'acier et du béton sont celles des deux Eurocodes. histoire.

Les résultats des comparaisons sont repris à la figure 14.17 qui montre l'influence des principaux paramètres. Sur certains graphiques de la figure, les courbes formées par application de l'annexe B sont interrompues. Il s'agit dans ce cas d'un domaine où la méthode de l'incendie paramétrique n'est pas applicable. Dans ces zones, les temps représentatifs ne sont donc repris qu'à titre indicatif.

Comme dans la comparaison des différentes méthodes de temps équivalent entre elles, on remarque que la position de l'ouverture est sans influence sur le résultat. Le graphique montrant ce résultat n'est pas représenté sur la figure. La hauteur du local n'a pas beaucoup d'influence non plus. Il en est de même pour la nature des parois sauf, peut-être, pour le profilé non protégé.

Comme par un effet du hasard, les deux méthodes donnent des résultats très proches pour le cas de référence qui a été choisi. Ce cas de référence est représenté par un trait vertical sur les 6 graphiques de la figure. Cela est peut-être dû au fait que les dimensions du compartiment de référence ont été choisies, inconsciemment, dans l'ordre de grandeur de ce qui a le plus souvent été testé et qui a servi de base à l'établissement des deux méthodes. Le compartiment choisi est assez représentatif du compartiment moyen. C'est lorsqu'on s'éloigne le plus de ce cas standard que les divergences sont les plus grandes.

Aussi longtemps que l'exercice porte sur des structures protégées, qu'il s'agisse d'acier ou de barres à béton, les résultats donnés par l'incendie paramétrique et ceux fournis par la méthode de temps équivalent sont très semblables. On remarque aussi que les deux structures protégées se comportent de la même manière lorsqu'on leur applique la méthode de temps équivalent.

Une augmentation de la charge au feu accroît toujours la sévérité de l'incendie, mais de manière plus marquée lorsqu'on applique la méthode de temps équivalent à de l'acier nu.

La surface au sol du compartiment et la taille des ouvertures ont des effets totalement différents sur l'acier nu ou sur l'acier protégé. On peut expliquer cette constatation par la différence de comportement thermique entre les deux structures. Si on réduit la taille des ouvertures, par exemple, on passe d'un incendie court et intense à un incendie long mais



moins intense, (figures 14.8 et 14.12). Or, les éléments en acier nu ont une réponse rapide et suivent, avec un léger retard, la courbe de température de l'incendie. De larges ouvertures, et les incendies intenses qu'elles engendrent, sont donc plus sévères pour ces éléments. A l'inverse, les éléments protégés ont besoin de temps pour s'échauffer. Les incendies de courte durée associés aux larges ouvertures ne les gênent donc pas beaucoup, même s'ils sont intenses. Ce sont les incendies de longue durée qui leur sont le plus défavorable.

Pour tirer la conclusion de cette comparaison, il faut garder à l'esprit la hiérarchie existant entre les différents modèles. Du plus complexe, qui prend en compte la réalité d'aussi prêt que possible, vers le plus simple, qui globalise les phénomènes, on rencontre successivement :

- le modèle numérique (du type NAT ou OZone),
- l'incendie paramétrique (du type Annexe B de l'Eurocode),
- le temps équivalent (du type Annexe E de l'Eurocode) et
- l'incendie nominal.

Il semble donc que la méthode de temps équivalent de l'Eurocode ne devrait pas être appliquée à des éléments en acier nu. Par rapport à la méthode plus précise de l'incendie paramétrique, elle peut donner des résultats trop sévères, dans le cas de petites ouvertures et surtout dans les locaux de grande surface, ou trop peu sévères, dans le cas des grandes ouvertures. L'influence de la charge au feu ne pose pas de réel problème parce que, pour de l'acier nu, un temps d'exposition à l'incendie normalisé de 120 minutes n'est pas vraiment plus sévère qu'un temps de 90 minutes. Dans les deux cas, l'acier atteint des températures tellement élevées que sa résistance doit être considérée comme négligeable. Pour l'acier non protégé, tous les temps supérieurs à 30 ou 40 minutes donnent le même effet : une résistance nulle.

Il convient toutefois de signaler une proposition récente de Schleich [SC96c] selon laquelle le temps équivalent calculé par la version actuelle de l'Annexe E devrait être multiplié par 13.7  $O_f$  pour des éléments en acier nu,  $O_f$  étant calculé suivant l'équation 14.9. Par cette simple modification, les temps équivalents calculés pour l'exemple discuté ci-dessus se rapprochent fortement des temps représentatifs calculés à partir de l'incendie paramétrique. Cette voie semble donc prometteuse mais il convient d'approfondir les travaux à ce propos avant de pouvoir recommander cette solution de manière certaine.

**Fig. 14.17 : Comparaison annexe B - annexe E**

**Fig. 14.17 : Comparaison annexe B - annexe E**

## 14.5 CONCLUSION

Lorsqu'un incendie se développe de manière généralisée au sein d'un compartiment, il est raisonnable de considérer comme hypothèse une répartition uniforme des températures au sein du local, à cause du brassage permanent des gaz de combustion et de l'air frais qui pénètre à l'intérieur.

Les modèles numériques basés sur la conservation de l'énergie et de la masse sont ceux qui permettent de prendre en compte au mieux l'ensemble des paramètres qui caractérisent l'incendie et le local. L'écriture des premiers modèles de ce genre remonte à plus d'une vingtaine d'année. Il semble cependant que ce type d'outil n'a pas encore atteint sa pleine maturité.

- Numériquement, on a ainsi montré comment il était possible de traiter de manière plus exacte et plus élégante les transferts thermiques vers les parois.
- Concernant la validation des modèles existants, il est extrêmement difficile d'obtenir des informations sur les comparaisons menées, ou non, avec des essais expérimentaux.
- Comme dans toutes les méthodes ayant pour objet la prévision des températures dans un local incendié, la donnée essentielle est évidemment l'incendie lui-même or la plupart des modèles sont basés sur l'hypothèse d'un incendie contrôlé sur la ventilation ou, pour certains d'entre eux, sur un modèle de combustion qui pose quelques questions.
- Dans les pays d'Europe de l'Ouest, il n'existe pas encore de véritable culture *du Fire Safety Engineering* qui aurait rendu naturel le recours à ces méthodes de calcul, de sorte que l'expérience véritable de leur utilisation manque encore, ce qui peut donner lieu à des prévisions parfois manifestement erronées et, faut-il s'en étonner, à une réticence de la part des autorités.

Ces quelques points soulevés illustrent l'intérêt des travaux entrepris pour améliorer ce genre de modèle là où cela s'est révélé nécessaire ou utile, pour acquérir une expérience de leur utilisation et pour en promouvoir l'utilisation.

Sur base d'observation expérimentale ou, le plus souvent, grâce à l'utilisation intensive des modèles numériques à une zone, il a été possible de proposer des courbes schématisées qui décrivent de manière approchée le développement de la température au sein du local. Ces courbes se basent sur trois paramètres physiques pour représenter les conditions réelles: la charge au feu, l'effusivité thermique des parois et le paramètre de ventilation du local. Outre le fait, qu'il faut bien accepter, que la réalité soit représentée de manière moins détaillée, plus globale, que pour les modèles numériques, la principale limite de ces courbes paramétriques est également lié à la définition de l'incendie. Nous avons montré comment il est possible de prendre en compte de manière très simple le fait que certains incendies ne sont pas limités par la ventilation mais par la nature du combustible, à travers la notion de temps minimum de combustion.

Au niveau le plus bas de la sophistication se trouvent les méthodes de temps équivalents qui donnent des résultats assez comparables aux incendies paramétriques pour les structures à réponse lente. Ce concept tend à être progressivement abandonné au profit de méthodes plus évoluées. Nous croyons cependant qu'il conserve un certain avenir, non pas pour les éléments de structure qui se calculent maintenant de plus en plus couramment, mais pour les éléments séparants dont la valeur de la résistance ne pourra encore, pendant de

nombreuses années, être obtenue que par essai. Si on peut envisager de calculer la résistance de poutres métalliques pour chaque cas d'application en tenant compte à chaque fois du développement réel des températures, différent d'un cas à l'autre, il est hors de question de tester une porte coupe feu pour tout un nombre d'incendies naturels différents. Pour essayer d'estimer la sévérité d'un incendie réel sur un élément séparant, que faire d'autre qu'interpréter les résultats des essais menés suivant une courbe d'incendie nominale à la lumière d'une méthode de temps équivalent ? Quelle méthode ? Basée sur quels critères ? C'est une autre

# Chapitre 15

## DEVELOPPEMENT DES TEMPERATURES EN CAS D'INCENDIE LOCALISE

### 15.1 Introduction

Le chapitre précédent était consacré à la situation où l'ensemble d'un compartiment est soumis à l'embrasement, de sorte que le brassage des gaz de combustion et de l'air est tel que la température est assez uniforme dans le local.

Dans leur phase initiale, cependant, la plupart des incendies sont très localisés par rapport au local dans lequel ils viennent de prendre naissance. Lorsqu'une cigarette s'attaque au matelas d'un dormeur inconscient (dans les deux sens du terme), lorsque la surchauffe d'un appareil électrique produit ses premières flammes, ou lorsque le pyromane vient de craquer son allumette, le foyer est, dans sa phase initiale, beaucoup trop réduit pour générer une situation homogène au sein du local. C'est à ce moment que la réaction au feu des matériaux joue un rôle dans la vitesse de développement ou dans l'auto-extinction de l'incendie. Comme la réaction au feu sort du cadre de cette thèse, on considérera le cas qu'il ne sera, hélas, jamais possible d'éliminer totalement où l'incendie continue à se développer. Pour juger du caractère localisé ou non, la taille de l'incendie naissant doit s'apprécier en regard de la taille du compartiment dans lequel il a lieu. Dans un bureau de 20 m<sup>2</sup>, un incendie de 500 kW/m<sup>2</sup> qui a gagné 10 m<sup>2</sup> de surface au sol influence déjà tout le compartiment, alors que le même incendie dans un hall d'exposition est encore très localisé.

**Dans les locaux de taille limitée**, comme un bureau ou une chambre d'hôtel, il n'y a pas grand intérêt à prendre en compte la phase initiale de l'incendie durant laquelle celui-ci est encore localisé. En effet, dans ce type de local, la proximité des divers objets qui forment le combustible permet à l'incendie de progresser de proche en proche et de se développer

jusqu'au moment où la température des gaz dans le local sera suffisante pour générer l'embrasement généralisé. Durant la phase initiale, les températures sont assez faibles par rapport à ce qu'elles sont après l'apparition du *flash-over*. Du point de vue de la structure, on ne commet pas une grosse erreur en ne tenant pas compte de la phase initiale et en considérant comme temps initial  $t = 0$  celui de l'embrasement généralisé, représenté par B sur la figure 15.1. Cette figure montre aussi l'erreur que l'on commet en faisant du *fire safety engineering* sans le savoir, lorsqu'on essaye de définir les exigences en termes de minutes ISO par rapport au temps qui est estimé nécessaire pour, par exemple, l'évacuation du bâtiment. Pour les occupants, les minutes réelles peuvent commencer à compter dès que l'incendie a été découvert ou détecté, ce qui peut se faire durant la phase initiale, en A par exemple. Lorsqu'on impose à la structure une résistance ISO de 60 minutes parce qu'on estime que ce temps sera nécessaire pour évacuer le bâtiment, on néglige la partie décroissante de l'incendie qui interviendra éventuellement après les 60 minutes en question, on sollicite la structure par des températures plus (ou moins) élevées que les températures qui pourraient se développer lors d'un incendie réel mais, en plus, on décale l'origine du temps, puisqu'on néglige complètement la phase A-B. Pour les personnes qui occupent les étages au-dessus du compartiment embrasé, le temps disponible pour évacuer devrait compter à partir de A, et non à partir de B. Pour les occupants du local même, la phase A-B est la seule pendant laquelle les températures sont encore supportables et permettent l'évacuation. Commencer l'évaluation de la structure à partir de l'instant B présente peu d'intérêt pour les occupants du local car ceux qui n'auraient pas encore évacué à ce moment et qui auraient survécu à l'inhalation des fumées périront de manière certaine sous l'effet des températures dégagées aux moments du *flash-over*.

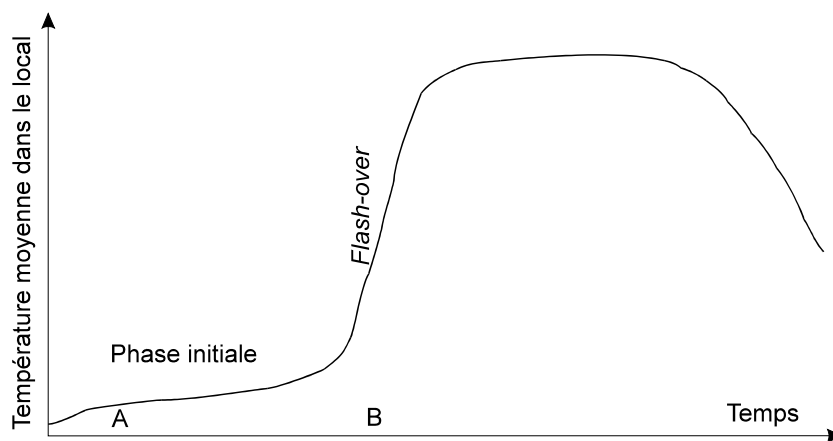


Fig. 15.1 : Evolution des températures dans un local

**Dans les locaux de plus grande dimension**, l'étude de l'incendie et des températures qu'il génère durant la première phase présente plus d'intérêt. Il existe en effet des cas où la taille du foyer est circonscrite de manière telle que la propagation de l'incendie de proche en proche ne puisse avoir lieu. C'est par exemple le cas, dans certaines conditions discutées plus en détail au chapitre suivant, d'une voiture brûlant dans un parking, ou encore celui d'une série d'échoppes commerçantes en feu dans un hall de gare, ou encore celui d'une zone de

---

—

stockage dans un bâtiment entrecoupé d'allées de roulage. Dans certains règlements, la surface du foyer à prendre en compte est fixée forfaitairement en fonction du type d'utilisation. C'est le cas de la norme NBN S21-208 sur les installations d'évacuation de fumées et de chaleur, où la taille du foyer varie de 9 à 81 m<sup>2</sup> suivant le type d'utilisation du local [NB93]. Il importe, dans ce type de situation, de pouvoir estimer les températures développées dans le local, afin de vérifier si la structure sera capable de les supporter, mais aussi afin de voir si elles ne vont pas atteindre un niveau trop élevé qui pourrait produire l'embrasement généralisé.

Comme l'incendie est localisé et d'ampleur relativement faible par rapport au local, la situation n'est pas homogène dans le compartiment. Le modèle le plus simple, souvent observé dans la réalité, est celui d'une division du volume en deux zones distinctes, l'une en partie supérieure du local, là où s'accumulent les fumées et les gaz chauds, l'autre en partie inférieure, là où l'air non contaminé est encore assez frais. L'hypothèse retenue est celle d'une température qui est uniforme dans chaque zone. La température dans la zone chaude est bien entendu plus élevée que la valeur moyenne qu'on pourrait calculer sur base de l'hypothèse de température uniforme dans tout le local, puisque l'énergie dégagée par le foyer est concentrée au sein d'un volume et d'une masse plus faible. La température, mais aussi l'épaisseur de la zone chaude varient au cours du temps. Les conditions dans le local et l'apparition éventuelle du *flash-over* intéressent la structure, mais elles jouent aussi un rôle direct sur la survie des occupants et sur les conditions d'intervention des sapeurs-pompier. La température de la zone chaude gouverne le rayonnement reçu par les personnes, et la hauteur de la zone libre, non enfumée, conditionne la possibilité de se déplacer. Tant que cette hauteur est suffisante pour respirer un air non toxique et assurer de bonnes conditions de visibilité, les occupants ont la possibilité d'évacuer et les sapeurs-pompier parviennent à localiser rapidement l'emplacement du foyer.

Des programmes numériques basés sur les modèles de compartiment divisé en deux zones ont été développés depuis de nombreuses années déjà. Certains ont même atteint le stade de produits commerciaux accessibles au grand public. Le plus connu est probablement le programme CFAST développé aux USA par le NIST, National Institute for Standard and Technology [PE91]. Le programme ARGOS développé au Danish Institute of Fire Technology est aussi largement diffusé et utilisé [AR92]. Le programme MRFC développé par Schneider a aussi atteint un stade de développement avancé et est utilisé principalement en Allemagne [MA90].

L'inconvénient de ces programmes commerciaux est que, à part pour leurs auteurs, il constituent chacun une boîte noire dont il n'est pas facile d'apprécier la valeur du contenu, en dépit des efforts louables fournis pour la rédaction des manuels d'utilisation et des guides techniques. Il est impossible de développer une réelle compétence et de mener des travaux de recherche dans le domaine par la seule utilisation d'un code dont on ne possède que la version exécutable. Or, comme on l'exposera dans la suite de ce chapitre, certaines questions demeurent. C'est pourquoi le développement d'un programme numérique basé sur le modèle à deux zones a été entrepris à Liège. Basé sur la thèse de doctorat de Brani [BR89], le travail de



fin d'étude de Ph. Michel [MI93] avait ouvert la voix et mené à l'écriture du programme CTT, développé et enrichi depuis avec l'aide de Jean-François Cadornin.

Notons que la plupart des programmes numériques de type deux zones permettent la prise en compte de plusieurs compartiments voisins reliés entre eux par des ouvertures. Il est alors possible de suivre l'évolution des flux de fumée depuis le local d'origine vers l'extérieur, mais aussi vers les locaux voisins au sein desquels on notera aussi l'apparition progressive d'une stratification en deux zones. A Liège, Pierre Jeunehomme a étendu le champ d'application du programme CTT aux cas comportant deux compartiments [JE95] mais, dans ce chapitre, on ne discutera que le cas des modèles deux zones à un seul compartiment. En effet, la plupart des problèmes rencontrés et des questions posées apparaissent déjà pour le cas d'un seul compartiment. Il n'y a pas de grande différence conceptuelle entre, d'une part, la modélisation des échanges entre un seul compartiment et le milieu extérieur et, d'autre part, la modélisation des échanges entre compartiments voisins.

## 15.2 Description générale d'un modèle à deux zones

Pour un modèle à deux zones, le local est divisé en deux parties séparées par une membrane horizontale virtuelle, fig. 15.2. En prenant le niveau du sol comme origine des altitudes, la position de cette membrane de séparation est notée  $Z_s$ . Par définition,  $Z_s$  est donc la hauteur de la zone inférieure, aussi appelée zone libre, ce qui indique qu'il s'agit de la zone non encore envahie par les fumées.

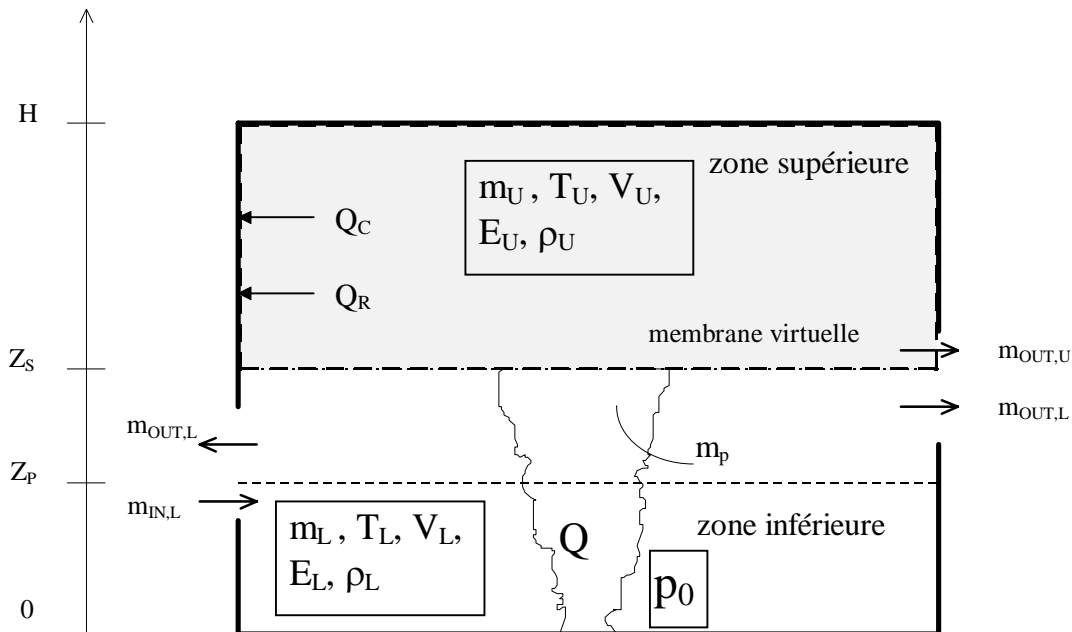


Fig. 15.2 : Schématisation d'un compartiment à 2 zones

—

On pose l'hypothèse que, dans chaque zone, la température est uniforme. Comme dans un modèle à une zone, la pression de référence dans le local est habituellement celle au niveau du sol. Ici, les variables comme la masse, la température, l'énergie interne et la masse volumique sont définies pour chacune des deux zones. On ajoute en plus deux variables de bases qui sont le volume de chacune des deux zones. Ces 11 variables sont liées entre elles par les 7 relations suivantes :

$$\rho_i = m_i/V_i \quad (15.1)$$

$$E_i = C_v m_i T_i \quad (15.2)$$

$$p = R \rho_i T_i \quad (15.3)$$

$$V = V_U + V_L \quad (15.4)$$

avec  $\rho$  masse volumique,  
 $m$  masse de gaz,  
 $V$  volume,  
 $E$  énergie interne,  
 $C_v$  chaleur massique à volume constant,  
 $T$  température,  
 $p$  pression et  
 $R$  constante des gaz parfaits.

L'indice  $i$  des équations 15.1 à 15.3 n'est pas un indice de sommation d'Einstein. Il indique que chacune de ces 3 relations s'écrit d'abord ou la zone supérieure ( $i = U$ ), puis pour la zone inférieure ( $i = L$ ).

Les quatre variables de base choisies dans CTT sont la masse et la température de chacune des deux zones. Comme on l'a expliqué dans le chapitre 15 consacré aux modèles à une zone, ce n'est pas le meilleur choix du point de vue numérique. Il serait préférable de choisir la pression et la température. Comme, en plus, l'intégration temporelle n'est pas confiée au soin d'un solveur spécialisé dans les problèmes *stiff*, mais qu'on a programmé une méthode de Runge-Kutta, le programme CTT est beaucoup plus instable que le programme OZone. Si on n'observe que l'évolution des températures, on obtient assez facilement convergence avec des pas de temps de l'ordre de la seconde, à comparer avec un ordre de grandeur de 30 secondes pour OZone. Cependant, si on observe l'évolution de la pression et celle des flux à travers les ouvertures, il est parfois nécessaires de diminuer les pas de temps jusqu'à  $10^{-4}$  secondes pour voir disparaître les oscillations temporelles, surtout en présence de grandes ouvertures.

La raison de ces différences de performances entre les programmes CTT et OZone tient à la chronologie des événements. Dans cette thèse, le chapitre consacré aux embrasements généralisés vient en premier lieu, parce qu'il a paru plus logique d'introduire la modélisation numérique des compartiments en condition d'incendie en commençant par le cas plus simple du modèle à une zone, avant de passer aux modèles à deux zones. Dans les faits,

les travaux à Liège ont d'abord porté sur les modèles à deux zones parce qu'on pensait pouvoir utiliser des programmes de calcul existants pour l'étude de l'embrasement généralisé. Par la suite, il est apparu clairement que les efforts devraient porter surtout sur les modèles à une zone ; parce que les codes de calcul existants n'étaient pas aussi disponibles qu'on ne l'avait crû, parce que plusieurs questions n'étaient pas résolues du tout ( les plus importantes ont été mentionnées au chapitre 14 ), et parce que le modèle numérique à une zone et les incendies paramétriques sont probablement les deux approches qui, dans un premier temps, ont la plus grande chance d'être acceptées et appliquées en Europe pour tenir compte des caractéristiques réelles des incendies. Compte tenu de l'expérience acquise lors des travaux préalables sur le programme CTT, il est normal que les performances du programme OZone soient supérieures. A l'heure actuelle, les efforts de développement portent toujours sur le modèle à une zone. Lorsque le temps sera venu de reprendre les travaux sur les modèles à deux zones, il sera certainement préférable de généraliser OZone que de reprendre CTT et de l'actualiser.

Les quatre équations différentielles ordinaires nécessaires pour décrire l'évolution des quatre variables de base sont établies à partir des bilans massiques et énergétiques dans chacune des deux zones. Dans les bilans massiques, les variations d'énergie cinétique et celles d'énergie potentielle liées aux changements d'altitude ne sont pas prises en compte car elles sont négligeables devant les variations d'énergie liée à la température et à la pression.

Après cette description générale, quelques points qui méritent l'attention sont examinés plus en détail.

### 15.3 Flux à travers les ouvertures

Si la température à l'extérieur du local est connue ainsi que la pression au niveau du sol, le profil de pression en fonction de l'altitude est connu. Il est donné par l'équation suivante :

$$P_{\text{out}}(Z) = P_{\text{out}}(0) e^{-\frac{g Z}{R T_{\text{out}}}} \quad (15.5)$$

avec  $P_{\text{out}}$  pression extérieure,  
 $Z$  altitude au-dessus du sol du local,  
 $g$  accélération gravitationnelle et  
 $T_{\text{out}}$  température extérieure.

A l'intérieur du local, la pression varie au cours du temps et elle varie avec l'altitude de manière différente dans une zone ou dans l'autre. Dans la zone inférieure, l'équation est la suivante :

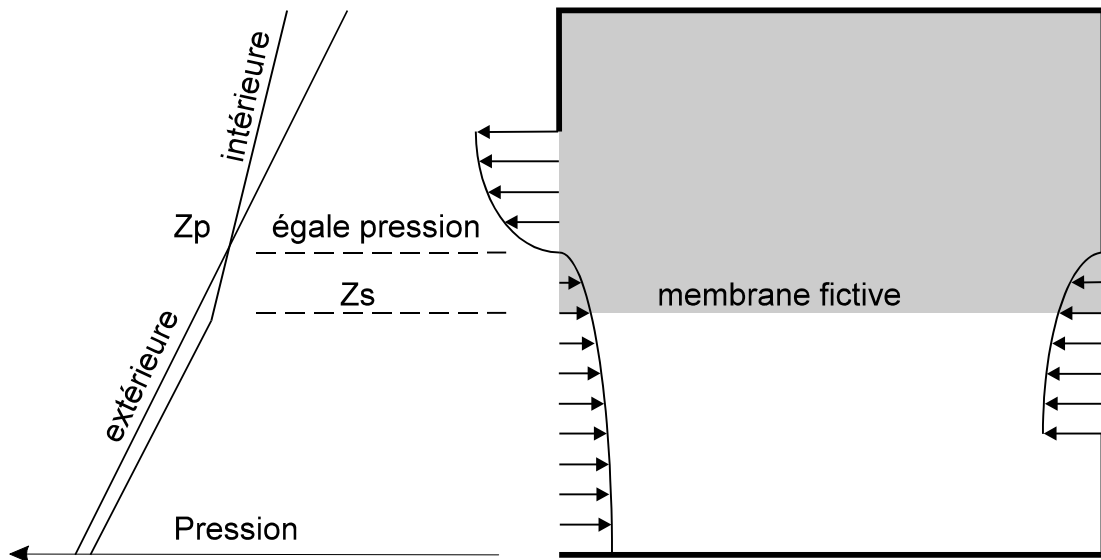
$$P_{\text{L}}(Z) = P_{\text{O}}(0) e^{-\frac{g Z}{R T_{\text{L}}}} \quad (15.6)$$

Dans la zone supérieure, l'expression est la suivante :

$$P_U(Z) = P_U(Z_s) e^{-\frac{g(Z-Z_s)}{RT_U}} \quad (15.7)$$

En exprimant que le profil de pression intérieure a la même valeur dans les deux zones au niveau  $Z_s$  où elles se touchent, on obtient l'équation suivante qu'il faut résoudre à chaque pas de temps, par la méthode de Newton-Raphson par exemple, pour trouver le niveau de la séparation entre les deux zones:

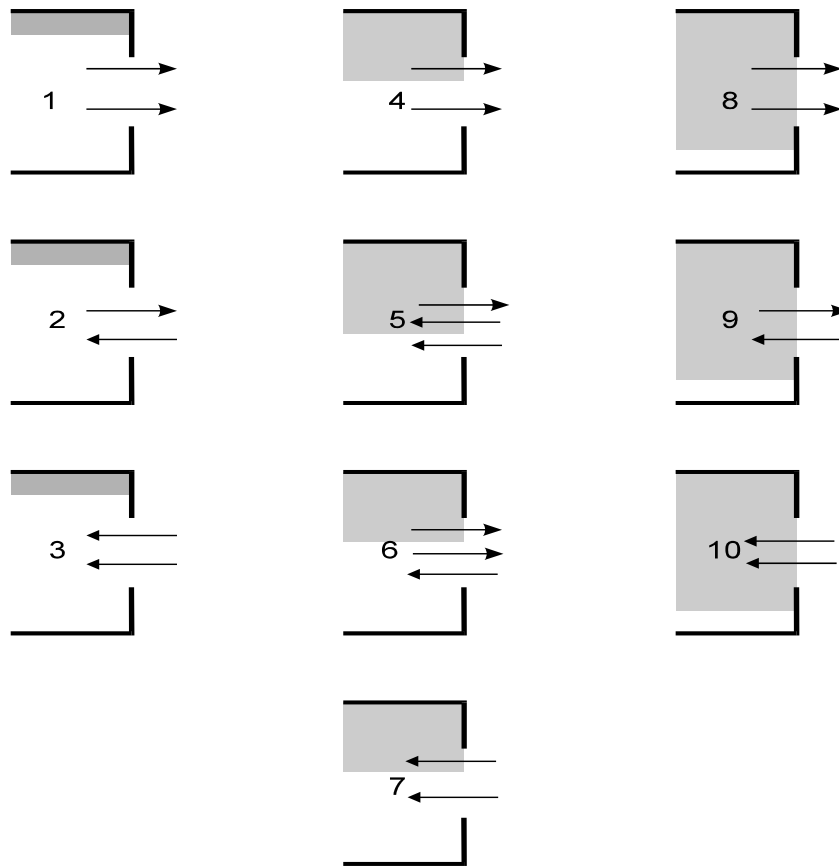
$$m_U (e^{\frac{g Z_s}{RT_U}} - 1) + m_L (e^{-\frac{g(Z_s-H)}{RT_U}} - 1) = 0 \quad (15.8)$$



**Fig. 15.3 : Schématisation des profils de pression et de vitesse**

Si, connaissant les profils de pression extérieure et intérieure, on cherche le niveau où ils s'égalent, on trouve une altitude  $Z_p$  variable avec le temps, qui, en général, ne correspond pas au niveau  $Z_s$  de la séparation entre les deux zones, ce qu'indique de manière schématique la figure 15.3. Aux niveaux inférieurs à  $Z_p$ , la pression est plus forte à l'extérieur et le flux est rentrant. Aux niveaux supérieurs à  $Z_p$ , la pression est plus élevée à l'intérieur et le flux est sortant. Le niveau de cisaillement entre les flux sortant et flux entrant  $Z_p$  peut se situer, selon les cas, au-dessus ou en-dessous du niveau de séparation entre zone libre et zone supérieure  $Z_s$ . La figure 15.4 schématise les différentes situations qui peuvent se présenter.

Les cas 1, 2 et 3 ne posent pas problème car ils ne mettent en jeux que des flux d'air frais entre l'extérieur et la zone libre.



**Fig. 15.4 : Cas possibles pour les flux massiques**

Les cas 1, 4 et 8 ne posent pas problème car ils ne mettent en jeux que des flux sortant, d'air frais ou de fumée, qui se dissipent à l'extérieur.

Les cas 5, 7, 9 et 10 posent la question de l'air frais qui pénètre dans le local au niveau de la zone chaude. Deux choix peuvent être posés correspondant chacun à une hypothèse extrême par rapport à la réalité. Dans CTT, l'air pénètre dans la zone chaude et s'y mélange avec les gaz présents, ce qui a pour effet de diminuer la température des gaz de la zone supérieure et d'accroître son volume. L'autre hypothèse est de considérer que, à cause de sa masse volumique plus élevée, cet air frais est entraîné par gravité vers le bas du compartiment où il s'ajoute à la zone libre, sans mélange ni échange thermique avec la zone chaude dans laquelle il a pénétré. La réalité se situe probablement entre ces deux hypothèses extrêmes. Le choix retenu dans CTT est sécuritaire lorsqu'on s'attache à la prédiction de la hauteur de la zone libre, l'autre choix est sécuritaire si on vise le comportement de la structure ou l'apparition du *flash over*.

Les cas 5, 6 et 9 sont ceux où on observe à la fois sortie de fumée et rentrée d'air frais, ce qui pose la question du *back mixing*, c'est-à-dire le phénomène de mélange qui peut se produire à l'extérieur du compartiment et qui peut donner lieu, dans certains cas, à une rentrée

d'air quelque peu contaminé et déjà tiédi par les fumées. Dans CTT, le phénomène n'est pas pris en compte car, d'une part, il n'est pas très important et, d'autre part, son apparition ou non est liée aux conditions extérieures, essentiellement la vitesse et la direction du vent, qui ont une nature variable et dont il est impossible de prédire l'état lors d'un incendie. On notera cependant qu'un phénomène assez semblable peut se produire dans les ouvertures horizontales situées en toiture lorsque le gradient de pression entre l'intérieur et l'extérieur est faible. En cas de gradient de pression suffisant, le flux est dirigé vers l'extérieur et les vitesses sont appréciables. C'est le cas le plus courant où les fumées s'évacuent avec force par les orifices présents ou ménagés en toiture. Il existe cependant une tendance antagoniste liée au fait que l'air extérieur plus frais possède une densité supérieure à celui des gaz chauds et que, par gravité, il tend à être entraîné dans le compartiment où il remplacerait l'air plus léger. Si le gradient de pression n'est pas suffisant pour contrecarrer cette tendance, on constate une instabilité dans le flux et l'ouverture se divise en deux parties distinctes ; les gaz chauds s'évacuent vers l'extérieur sur une partie de l'ouverture, mais de l'air frais "tombe" dans le compartiment par l'autre partie de la même ouverture. Ce phénomène, qui a surtout une influence sur la phase de refroidissement du compartiment, a été bien étudié et décrit par Cooper [CO95].

Le choix retenu pour la prise en compte ou non du *back mixing*, et surtout pour la zone d'affectation de l'air frais rentrant, n'apparaît pas toujours très clairement à la lecture des documents accompagnant certains programmes distribués commercialement. Il importe cependant de s'interroger à ce sujet car différentes hypothèses retenues peuvent parfois expliquer certaines différences observées au niveau des résultats.

## 15.4 Représentation de l'incendie

Pratiquement, tout ce qui a été écrit concernant la représentation de l'incendie et le modèle de combustion à propos des modèles à une zone reste valable pour les modèles à deux zones.

Un grand nombre de code de calcul, y compris le programme CTT dans son état actuel, représentent l'incendie par l'évolution de la puissance dégagée au cours du temps, en anglais le *Rate of Heat Release*, ou RHR. Il faut cependant remarquer que cette représentation est celle qui conviendrait au cas où la puissance serait apportée par une plaque chauffante électrique, par exemple, c'est-à-dire sans combustion. Ce modèle ne tient pas compte du fait que la combustion de 1 kg de matière fait apparaître dans le local 1 kg de gaz c'est-à-dire, à la température ambiante, environ 1 m<sup>3</sup>, ce qui influence le bilan massique et, de ce fait, l'épaisseur de la zone supérieure. De plus, une part de l'énergie générée par l'incendie est consommée pour élever la température de ce gaz produit, ce qui influence aussi la température de la zone supérieure. L'influence de ce gaz produit par la combustion est d'autant plus sensible que le compartiment est petit. Dans les modèles à une zone, chaque m<sup>3</sup> de gaz produit se dilue dans l'ensemble du compartiment mais, dans un modèle à deux zones, la masse produite se dilue dans la zone supérieure, dont le volume est forcément inférieur au

volume du compartiment entier. L'effet peut donc être plus marqué dans un modèle à deux zones que dans un modèle à une zone et c'est pourquoi il est mentionné dans ce chapitre.

### 15.5 Modèles d'entraînement d'air

Excepté pour les foyers de très petite dimension, le flux des gaz de combustion entraîné vers le haut par la poussée gravitationnelle présente un caractère turbulent. Ce flux turbulent, qui comprend en général les flammes, est appelé en anglais *plume*, ce qu'on peut traduire par panache, même si le terme français fait moins bien ressentir le caractère turbulent. La figure 15.5 représente de manière schématisée le développement du panache pour le cas d'un foyer axisymétrique. La température est relativement constante dans la partie inférieure de la flamme et elle commence à diminuer dans la partie supérieure, intermittente, de la flamme, là où la réaction de combustion se termine et où l'air entraîné refroidit le panache. La vitesse sur l'axe central présente un maximum pour une altitude légèrement inférieure à la hauteur moyenne de la flamme et décroît pour des altitudes supérieures [HE95]. De l'énergie produite par l'incendie, une partie, notée  $\chi_R$ , est dégagée par rayonnement de la flamme et l'autre partie, notée  $\chi_C$  est transportée par convection.

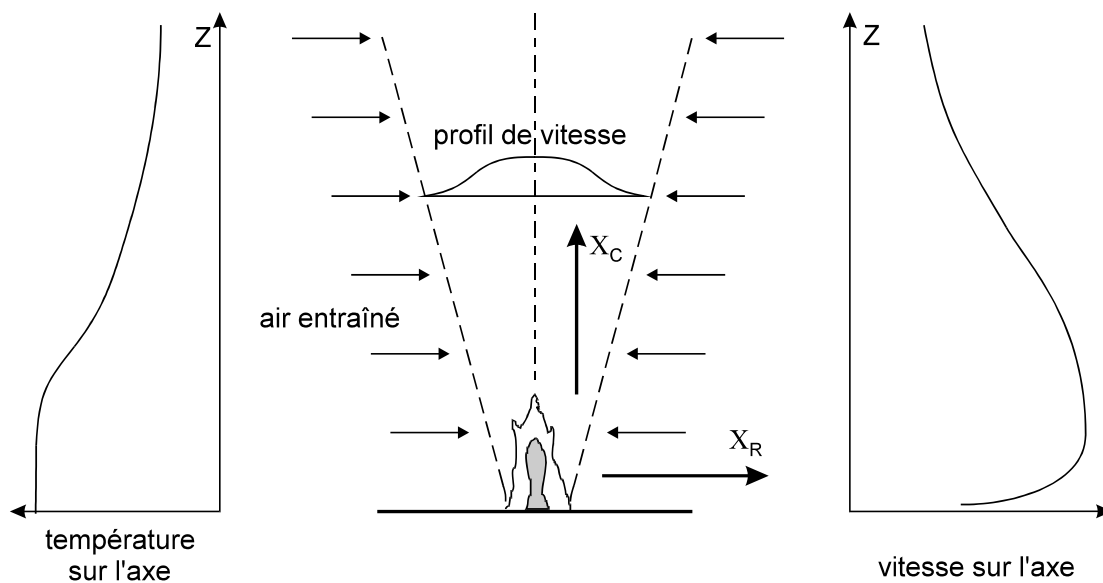


Fig. 15.5 : Panache schématisé

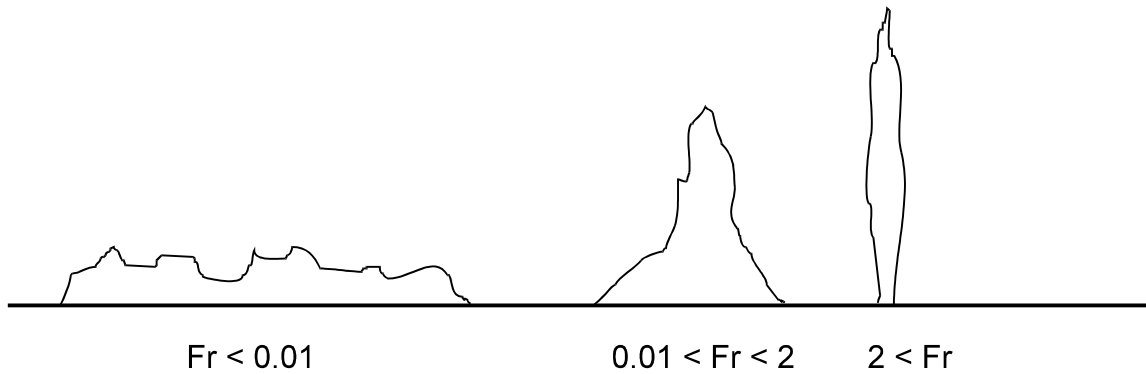
Dans un modèle à une zone, la part relative de chacun des deux modes de transfert, radiatif ou convectif, importe peu puisque l'énergie totale est de toute façon dégagée au sein du compartiment. On considère habituellement que, en cas d'embrasement généralisé, les fumées sont suffisamment opaques pour intercepter tout le rayonnement. Il n'y a pas d'échange direct entre flamme et paroi. C'est donc bien le fluide qui reçoit toute l'énergie.

Dans un modèle à deux zones, la fraction rayonnée intéresse surtout la zone inférieure. Comme l'air non contaminé est assez transparent au rayonnement, ce sont surtout les parois qui en sont affectées et s'échauffent sous l'effet de cette énergie incidente. Théoriquement, l'élévation de la température en surface des parois devrait à son tour avoir une influence sur l'air de la zone libre. En pratique, cet effet est assez faible et, dans de nombreux codes de calcul, il est négligé. Il faut bien se rendre compte que cela revient à soutirer la fraction  $\chi_R$  de l'énergie dégagée par l'incendie hors du bilan énergétique, c'est-à-dire hors du compartiment. Dans le programme ARGOS, une valeur par défaut de 0.35 est proposée pour  $\chi_R$  et il est fortement conseillé aux non spécialistes de ne pas en changer ! Cette valeur de 35 % est en effet souvent citée dans la littérature comme valeur maximum pour la partie rayonnée. Il existe cependant de nombreux cas où cette fraction est beaucoup plus faible et où l'énergie de convection représente plus que 65 % de l'énergie totale. Le choix d'une valeur adaptée n'est pas facile, même pour les "spécialistes". Ce qui importe, c'est de bien garder à l'esprit cette division de l'énergie totale en énergie rayonnée et énergie de convection et de toujours être certain de savoir exactement celle qu'il faut utiliser dans chaque modèle. Si on garde les valeurs 1/3 et 2/3 comme ordre de grandeur, il est en effet possible de commettre deux erreurs différentes : soit appliquer le coefficient 2/3 à un RHR qui représentait déjà la part convective, et on n'injecte donc que 2/3 de l'énergie qui devrait être prise en compte, soit prendre la valeur donnée comme résultat d'un essai, par exemple, pour la part convective alors qu'on a mesuré l'énergie totale. Dans ce cas, on prend 50 % d'énergie en trop. La discussion peut paraître futile et porter sur un problème trivial mais l'expérience montre qu'il n'en est rien et que ce concept est mal maîtrisé par nombre d'utilisateurs. Remarquons que le rapport entre les énergies qu'il est possible de prendre en compte, si on se trompe dans un sens ou dans l'autre, est de 2.25 !

Comme l'indique la figure 15.5, les turbulences qui se produisent à la frontière du panache ont pour effet d'entraîner de l'air frais au sein du panache, dont la largeur va en s'élargissant. Cet air entraîné a pour effet de ralentir la vitesse du flux, mais surtout de refroidir la température des gaz. Comme le transfert de masse entre la zone chaude et la zone froide a lieu grâce au panache qui fait passer les gaz chauds de l'une à l'autre, il est essentiel de disposer d'un modèle qui permette de calculer la quantité de gaz entraîné dans le panache. Un tel modèle s'appelle un modèle d'entraînement d'air, *air entrainment model* ou, plus simplement, *plume model*. Cette question a beaucoup été étudiée, surtout aux Etats-Unis, et divers auteurs ont proposé des modèles, parfois basé sur des considérations théoriques, mais toujours calibrés sur des observations expérimentales. Force est de constater que, en fait, la plupart de ces modèles sont essentiellement empiriques. Le problème est qu'on se trouve à l'heure actuelle en présence de nombreux modèles, mais que ceux-ci peuvent donner des résultats assez différents, surtout si on les applique pour des conditions différentes de celles dans lesquelles ils ont été développés. Or, dans la pratique, c'est souvent le cas. Les concepteurs d'un modèle deux zones programment l'un des modèles d'entraînement d'air disponibles dans la littérature, puis diffusent leur programme sans attirer l'attention sur le champ d'application du modèle, prétendant par là que leur programme est d'application générale. Quelle fiabilité peut-on attendre d'un modèle qui a été développé sur base d'essai où



un brûleur à gaz d'un diamètre de 1 mètre génère une puissance de 200 kW, lorsqu'on l'applique à un foyer de 50 m<sup>2</sup> développant 20 MW ?



**Fig. 15.6 : Différents types de foyer**

Pour caractériser la nature d'un foyer, on peut se référer au nombre de Froude qui est le rapport entre, d'une part, l'énergie cinétique et, d'autre part, l'énergie potentielle, c'est-à-dire ici la poussée gravitationnelle, ou encore la force d'Archimède. La figure 15.6 montre différentes configurations de foyer, correspondant chacune à une plage de variation du nombre de Froude. Pour les foyers de grande dimension mais où la charge au feu n'est pas très importante, l'incendie ne produit pas de grande flamme et la vitesse des gaz est faible. C'est la poussée gravitationnelle qui domine, ce qui est caractérisé par un petit nombre de Froude. A l'opposé, on trouve le cas où la flamme jaillit d'un orifice dont la longueur caractéristique est beaucoup plus faible que celle de la flamme, comme c'est le cas pour la flamme d'un chalumeau oxycoupant. La gravité ne joue pratiquement aucun rôle par rapport à la vitesse du gaz à la sortie du bec. La longueur de la flamme est d'ailleurs la même, que la gravité agisse dans un sens ou dans l'autre, c'est-à-dire que le chalumeau soit dirigé vers le haut ou vers le bas. Le nombre de Froude est très élevé. Pour le cas d'un foyer d'incendie, le nombre de Froude peut se calculer par la formule suivante [DE95b]:

$$Fr = \frac{Q}{\rho_{\infty} \left( \frac{\Delta H_c}{S+1} \right) D^2 \sqrt{\frac{\Delta H_c}{(S+1) C_p T_{\infty}} g D (\chi_A - \chi_R)}} \quad (15.9)$$

avec Fr nombre de Froude,  
 Q puissance théorique dégagée par la combustion,  
 $\rho_{\infty}$  densité de l'air à la température ambiante,  
 $\Delta H_c$  chaleur de combustion par unité de masse,  
 S rapport stoechiométrique,  
 D dimension caractéristique du foyer,  
 $C_p$  chaleur spécifique de l'air,

---

—

$T_\infty$	température de l'air ambiant,
$g$	accélération gravitationnelle,
$\chi_R$	fraction de la puissance qui est rayonnée et
$\chi_A$	coefficient empirique.

Le coefficient  $\chi_R$  a été discuté ci-dessus. Le coefficient  $\chi_A$  tient compte du fait que la combustion n'est pas toujours complète. Il représente en fait le rapport entre la chaleur de combustion effective et la chaleur de combustion théorique.

Le nombre de Froude constitue une première indication qui caractérise le niveau d'extrapolation que l'on commet dans une application particulière. Il faut comparer le nombre de Froude du foyer dans l'application envisagée aux valeurs caractérisant les expériences qui ont servi de base à l'établissement du modèle d'entraînement d'air, à supposer bien entendu qu'on dispose de ces données.

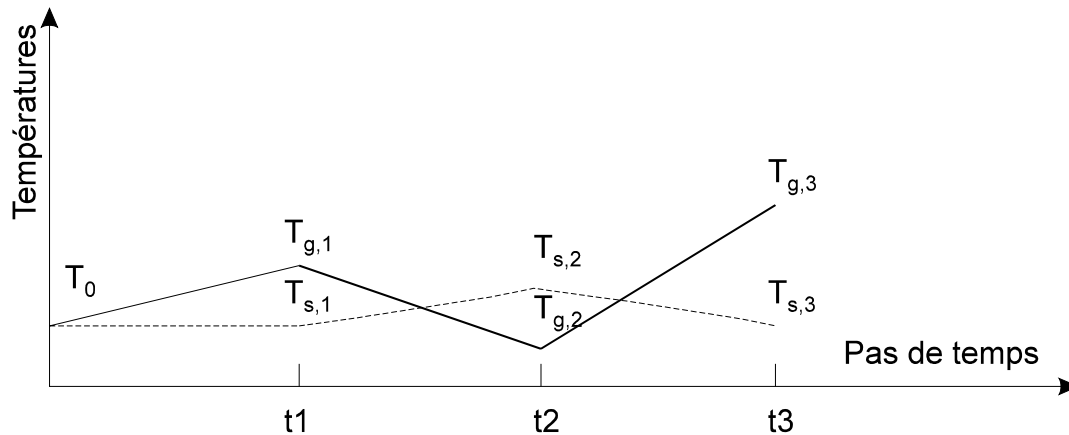
Dans le cadre du groupe de travail I "*Natural Fire Models*" de la recherche "*Natural Fire Safety Concept*", nous avons confié à Gartzén Aurtenexte, du laboratoire espagnol LABEIN, une étude comparative de divers modèles d'entraînement d'air disponibles. Celui-ci a pu en identifier 15, dont certains ne sont que des variantes d'un même modèle de base. On relève par exemple 3 modèles issus des travaux de Heskestad et 4 modèles issus des travaux de Mc Caffrey. L'étude est menée par comparaison aux résultats de calculs réalisés à l'aide du programme CFD Fluent, supposé constituer la référence [AU96]. La source est volumétrique, de forme cylindrique, et on considère une situation stationnaire axisymétrique. On effectue des simulations pour le cas où le panache se développe à l'air libre, et d'autres pour le cas où il entre en contact avec une surface horizontale, un plafond. Le combustible du foyer est soit du bois, soit du propane ou du méthanol. Au stade actuel, l'étude a porté sur des foyers assez limités, avec un diamètre variant entre 0.5 et 3 m et des puissances variant entre 50 kW et 1 MW, ce qui donne une hauteur de flamme comprise, selon les cas, entre 0.96 et 3.17 m. Bien que cette étude soit toujours en cours, et sans donner à ces conclusions un caractère définitif, notamment parce que des foyers plus importants doivent encore être analysés, il semble que le modèle de Heskestad [HE86] et [HE95], soit le mieux à même de couvrir de manière satisfaisante le plus large éventail de cas. C'est surtout vrai si, dans ce modèle, la position de la source virtuelle est calculée par la formule de Hasemi et Tokunaga [HA84].

Le modèle utilisé normalement dans le programme CTT est basé sur celui de Zukoski [ZU95]. Il est possible que, lorsque les conclusions de l'étude en cours auront été définitivement tirées, un autre modèle prenne la place de celui-ci.

## 15.6 Création de la zone chaude

Dans le chapitre 14 consacré aux modèles à une zone, on a discuté le fait que l'intégration temporelle du problème thermique dans les parois soit souvent découplée de l'intégration temporelle des équations qui décrivent l'état des gaz dans le compartiment. Dans les modèles à deux zones, cette intégration découplée peut entraîner des instabilités

numériques durant les premiers instants de l'incendie. La figure 15.7 illustre ces instabilités dans le cas, particulièrement sévère, où chacun des deux phénomènes thermiques est pris en compte de manière totalement explicite dans l'intégration temporelle liée à l'autre phénomène.



**Fig. 15.7 : Instabilités numériques**

Supposons que le système soit en équilibre à l'instant initial  $t_0$ , caractérisé par la température ambiante  $T_0$ . Durant le premier pas de temps, l'énergie convective de l'incendie  $\chi_C$  est transférée à la zone chaude. Comme, à l'origine, le système était à l'équilibre, il n'y a pas de perte d'énergie de la zone chaude vers les parois durant ce premier pas de temps, et la température en surface du plafond,  $T_{s,1}$ , reste à la température ambiante. La température des gaz dans la zone chaude, par contre, s'élève, pour atteindre  $T_{g,1}$  à la fin du pas. Le volume de la zone supérieure est calculé à partir du modèle d'entraînement d'air. Il y correspond une épaisseur de cette zone qui, après le premier pas de temps, est très faible, d'autant plus faible que la surface au sol du compartiment est grande et que la masse d'air entraîné est faible. Dans certains cas, l'épaisseur est micrométrique.

Au cours du deuxième pas, de  $t_1$  à  $t_2$ , la température en surface du plafond augmente, puisque son évolution est conditionnée par l'écart  $T_{g,1} - T_{s,1}$  qui est positif. La zone chaude reçoit, au cours du deuxième pas de temps, une contribution énergétique positive due à l'incendie, mais aussi une contribution négative liée aux pertes vers les parois. Or, cette contribution négative est proportionnelle à la surface de la paroi en contact avec la zone chaude, c'est-à-dire celle du plafond. Plus cette surface est grande, plus la quantité d'énergie perdue par la zone chaude vers le plafond est importante. Or, la quantité d'énergie disponible au sein de la zone chaude pour supporter cette perte est très faible. Si la quantité d'énergie perdue vers les parois est supérieure à la quantité apportée par l'incendie, il y a diminution de la température de la zone chaude. Si le réservoir d'énergie que constitue cette zone n'en contenait pas assez, la température des gaz  $T_{g,2}$  peut devenir inférieure à celle de la surface de la paroi  $T_{s,2}$ , voir même inférieure à la température initiale, comme illustré à la figure.

Durant le pas suivant, le phénomène se répète et s'amplifie, ce qui amène à des résultats oscillants et non utilisables.

Dans le programme ARGOS, un critère indique si la zone chaude peut se former ou non. Il est basé sur la formule de Alpert [AL72] qui donne la température du flux d'air horizontal sous un plafond en cas d'incendie localisé. Tant que la température de ce flux d'air à l'endroit le plus éloigné de l'incendie n'est pas supérieure d'au moins 10°C à la température ambiante, il n'y a pas formation de zone chaude. Il est donc nécessaire, pour appliquer ce critère, de connaître la position du foyer dans le local et de calculer la plus grande longueur horizontale entre le foyer et les murs. La justification physique du choix de ce critère n'est pas très claire.

Dans le programme CTT, le problème est réglé de manière satisfaisante par une solution à laquelle il est possible de donner une explication physique. La quantité d'énergie perdue par la zone chaude vers les parois n'est pas systématiquement calculée comme étant proportionnelle à la surface du plafond. On suppose qu'elle est proportionnelle à une surface modifiée calculée de la manière suivante :

$$A_f^* = \text{minimum}(A_f ; \frac{d}{d^*} A_f) \quad (15.10)$$

avec  $A_f^*$  surface modifiée,  
 $A_f$  surface du plafond, égale à la surface au sol dans un compartiment parallélépipédique,  
 $d$  épaisseur de la zone chaude,  
 $d^*$  épaisseur caractéristique de la zone chaude.

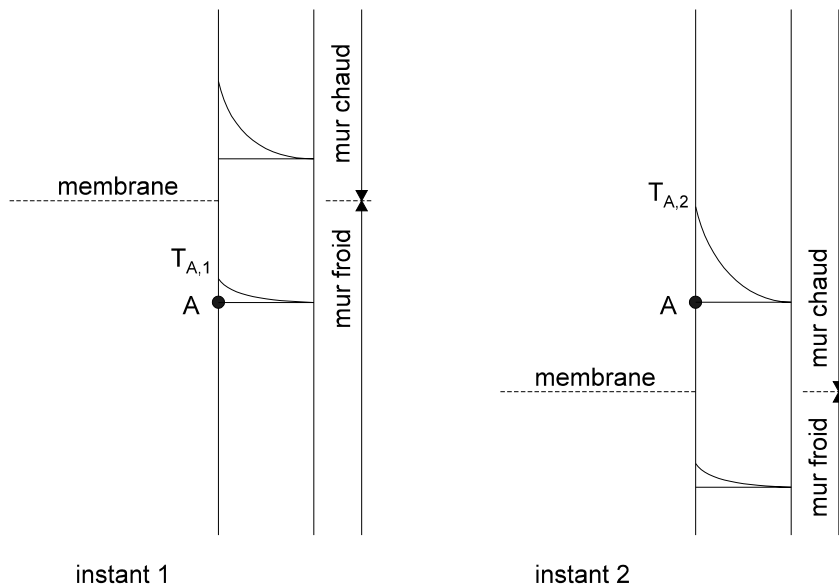
L'épaisseur caractéristique de la zone chaude est fixée à la valeur forfaitaire de 5 cm dans le programme. Tant que l'épaisseur calculée pour la zone chaude est inférieure à cette valeur, on limite les pertes vers le plafond dans le rapport entre l'épaisseur calculée et l'épaisseur caractéristique, éq. 15.10. Physiquement, cela revient à considérer que lorsque le panache atteint le plafond dans les premiers instants de l'incendie, les gaz ne se répartissent pas immédiatement sous toute la surface du plafond en une couche infiniment mince, mais qu'il se forme une couche dont l'épaisseur est l'épaisseur caractéristique et dont la surface s'étend progressivement jusqu'à atteindre toute la surface du local, après quoi son épaisseur augmente. Si le but de l'équation 15.10 était de représenter le phénomène physique, on aurait probablement choisi une valeur plus importante pour l'épaisseur caractéristique, de l'ordre de 20 cm par exemple. Comme, en réalité, cette équation a été introduite pour résoudre un problème de type numérique, il ne faut pas attacher une trop grande signification à la valeur choisie. De toute façon, la valeur de l'épaisseur caractéristique n'a pas d'influence réelle sur les résultats, si ce n'est dans les tout premiers instants de l'incendie.

## 15.7 Transfert vers les parois

Ce problème a déjà été discuté dans le chapitre consacré aux modèles à une zone, où on a expliqué qu'une quantité d'énergie disparaît dans certains cas du bilan thermique à cause de la manière d'intégrer numériquement les équations au cours du temps.

Dans les modèles à deux zones, il est une autre violation du principe de conservation de l'énergie qui est, quantitativement, bien plus importante. Elle est liée au fait que les parois verticales sont divisées en deux parties différentes, l'une dans la zone chaude, l'autre dans la zone froide. On considère que, dans chacune des deux parties, le flux est unidirectionnel et la répartition des températures est calculée sur base de cette hypothèse. L'énergie transmise depuis chaque zone vers les parois est alors calculée comme étant égale au flux de surface multiplié par la surface de contact entre la zone et les parois.

Or, la surface de contact varie au cours du temps, comme le montre la figure 15.8 dans le cas où l'épaisseur de la zone chaude augmente. Certains points du mur, comme le point A sur la figure, passent donc d'une partie du mur à l'autre lorsque la membrane fictive de séparation entre les deux zones passe par ces points. Tout se passe donc, pour le point A, comme si sa température passait de  $T_{A,1}$ , relevée dans le mur froid à l'instant 1, à la valeur  $T_{A,2}$ , relevée dans le mur chaud à l'instant 2. L'énergie correspondant à cette augmentation de température n'est pas prélevée de l'énergie contenue dans les gaz du compartiment. A l'inverse, si la hauteur de la zone chaude diminue, l'énergie qui disparaît progressivement du mur n'est pas restituée au compartiment. Il y a donc violation du principe de conservation de l'énergie et les calculs sont entachés d'erreur.



**Fig. 15.8 : Transfert vers les parois**

Il est difficilement concevable de corriger de manière satisfaisante l'erreur décrite ci-dessus en conservant un modèle de paroi unidimensionnelle. La seule manière de procéder serait probablement de décrire les parois verticales par un modèle bidimensionnel, sur base d'éléments finis par exemple. La technique décrite à propos des modèles à une zone pour

---

—

obtenir les équations différentielles ordinaires donnant la dérivée temporelle des températures dans le mur serait directement applicable ici. Il serait donc également possible de coupler ces équations avec les 4 équations qui décrivent l'état des gaz dans le compartiment et de résoudre l'ensemble simultanément. Les deux sources de violation du principe de conservation de l'énergie auraient disparu ainsi par l'utilisation de la même solution. A cause de la forte discontinuité spatiale dans la sollicitation thermique du mur, et à cause du fait que cette discontinuité change de position au cours du temps, il serait certainement préférable d'utiliser des éléments du second degré plutôt que des éléments linéaires, trop enclins à produire des oscillations spatiales qui, dans ce cas, apparaîtraient de manière presque certaine dans le sens vertical.

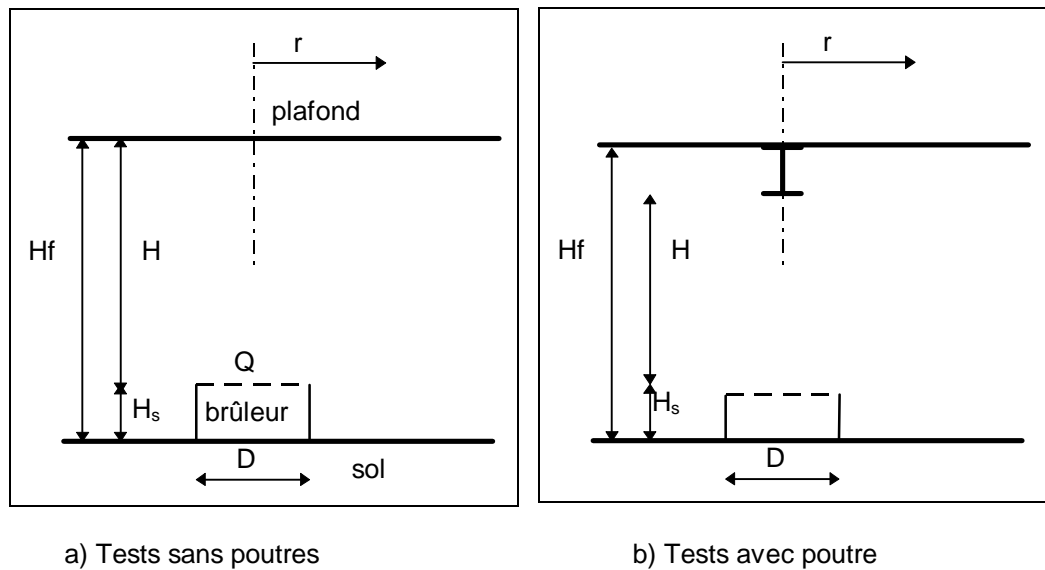
## 15.8 Effets locaux - modèle de Hasemi

### 15.8.1 Description du modèle

Lorsqu'on applique un modèle à deux zones, la température uniforme calculée dans la zone chaude peut être considérée comme une moyenne spatiale des valeurs que l'on pourrait relever dans cette zone au cours d'un essai ou calculer à l'aide d'un outil plus sophistiqué, un programme CFD par exemple. Cette valeur moyenne convient bien lorsqu'il s'agit de juger de l'apparition de l'embrasement généralisé, ou lorsqu'il faut calculer le comportement d'ensemble de la structure qui constitue la toiture ou le plafond. Localement, cependant, certains éléments de structure peuvent être soumis à des sollicitations thermiques bien supérieures à celles que crée la température uniforme de la zone chaude. Il s'agit principalement des poutres ou dalles situées juste au-dessus du foyer et soumises plus directement à l'action des flammes ou du panache. Il importe de pouvoir estimer ces sollicitations locales si on veut se prémunir contre la ruine de certains éléments ou parties de structure qui pourrait mettre en danger la stabilité de l'ensemble ou, en tout cas, mettre en péril le compartimentage vertical.

Dans le cadre de travaux sur la stabilité des structures en cas d'incendie, nous avons échangé une correspondance abondante avec Alexander Ptchelintsev du All-Russian Research Institute for Fire Protection, alors qu'il était en stage au Building Research Institute de Tsukuba, au Japon. Nous avons ainsi été amené à nous intéresser à certains travaux et publications de Hasemi et al. consacrés à l'effet des foyers localisés sur les structures, [HA95] et [PT95].

La figure 15.9 montre le type d'essais réalisés à Tsukuba. Des brûleurs poreux circulaires d'un diamètre de 0.30, 0.50, ou 0.60 m, ou un brûleur carré de 1.00 m de côté, sont alimentés par du propane et dégagent une puissance qui, en fonction du débit de gaz et du type de brûleur, varie entre 95 et 200 kW. Plusieurs expériences ont été réalisées, en régime stationnaire, pour différentes valeurs de  $H_f$ , hauteur séparant le sol et la plaque horizontale qui représente le plafond, de 0.4 à 1.2 m. Lors de ces essais, on a mesuré le flux thermique incident, soit juste sous le plafond, soit sous la semelle inférieure d'une poutre en acier attachée au plafond. Les flammes et le panache sont confinés par la présence du plafond, mais ils ne sont pas confinés latéralement ; l'air qui arrive au niveau inférieur du dispositif et se mélange au gaz pour alimenter la combustion n'a pas été contaminé par les gaz de combustion déjà produits car il n'y a pas de paroi latérale dans le dispositif d'essais.



**Fig. 9 : Configuration des essais de Hasemi**

Comme les essais sont réalisés à petite échelle, il n'y a d'espoir de pouvoir généraliser les résultats à des configurations réelles que si ceux-ci sont interprétés sur base de coefficients sans dimension. Hasemi utilise le nombre de Froude calculé par l'équation 15.10 qui est légèrement différente de l'équation 15.9, tout en ayant les mêmes exposants pour les paramètres de l'essai, c'est-à-dire  $Q D^{-5/2}$ . L'équation utilisée par Hasemi est la suivante :

$$Q^* = \frac{Q}{\rho_\infty C_p T_\infty g^{1/2} D^{5/2}} \quad (15.10)$$

En introduisant les valeurs des propriétés thermiques de l'air et de l'attraction gravitationnelle, on obtient l'expression 15.11 qui est d'utilisation plus simple :

$$Q^* = \frac{Q}{1.11 \times 10^6 D^{5/2}} \quad (15.11)$$

Cette variable  $Q^*$  caractérise le foyer et sera utilisé pour le calcul de la position virtuelle de la source. Pour calculer la longueur relative de la flamme par rapport à la hauteur sous plafond, il faut caractériser le foyer par rapport au local dans lequel il se trouve. On utilise l'équation 15.12, similaire à l'équation 15.11 :

$$Q_H^* = \frac{Q}{1.11 \times 10^6 H^{5/2}} \quad (15.12)$$



La position de la source virtuelle  $z'$  se calcule d'après l'équation empirique (15.13) [HA84] :

$$\frac{z'}{D} = 2.4 \left( Q^{*2/5} - Q^{*2/3} \right) \quad \text{si } Q^* \leq 1 \quad (15.13)$$

$$\frac{z'}{D} = 2.4 \left( 1 - Q^{*2/5} \right) \quad \text{si } Q^* > 1$$

La position de la source virtuelle représente un décalage vertical qu'il faut faire subir à la source par rapport à l'altitude du brûleur pour pouvoir, dans le modèle, considérer la source comme ponctuelle. C'est donc la position de la source ponctuelle qui donnerait le même effet que la source réelle. La figure 15.10 montre que, pour les incendies les plus courants, c'est-à-dire  $Q^*$  inférieur à 1, la correction liée à la position de la source virtuelle est au maximum de  $0.45 D$  et qu'elle est positive, c'est-à-dire que la source virtuelle est située plus bas que le foyer.

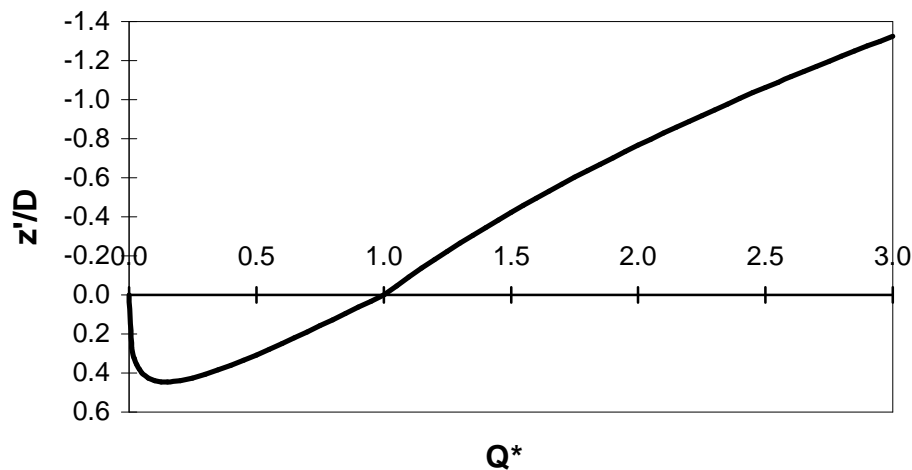


Fig. 15.10 : Position de la source virtuelle

Lorsque la flamme entre en contact avec le plafond, elle est déviée et se développe horizontalement sous le plafond d'une longueur  $L_H$ , voir figure 15.11. Lors des essais, on observe que le rapport entre, d'une part, la longueur totale de la flamme comptée depuis le niveau du brûleur,  $L_H + H$ , et, d'autre part, la hauteur  $H$  est proportionnel à  $Q_H^{*1/3}$ . La relation suivante modélise cette observation :

$$\frac{L_H + H}{H} = 2.90 \quad Q_H^{*1/3} \quad (15.14)$$

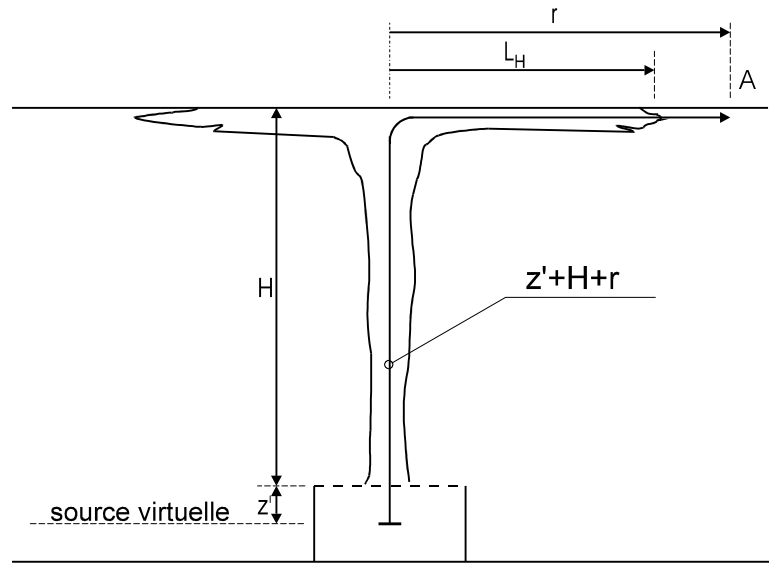


Fig. 15.11 : Etalement de la flamme

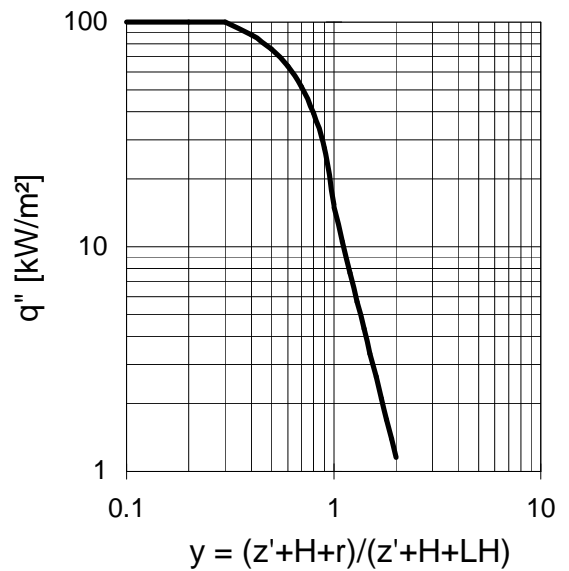


Fig. 15.12 : flux incident

La figure 15.12a, tirée de [HA95], montre la corrélation qui existe dans les essais entre un nombre sans dimension,  $y$ , et le flux  $q''$  mesuré en différents points. Le nombre  $y$  représente le rapport entre la distance séparant la source virtuelle du point en question,

$z' + H + r$ , et la longueur développée de la flamme,  $z' + H + L_H$ . La figure 15.11 montre la manière dont on mesure la distance séparant le point A de la source virtuelle, c'est-à-dire  $z' + H + r$ .

Suite à divers contacts avec Hasemi, il apparaît que les relations suivantes peuvent représenter de manière satisfaisante les observations expérimentales :

$$\begin{aligned} q'' &= 100 & \text{si} & \quad y \leq 0.30 \\ q'' &= 136.3 - 121 y & \text{si} & \quad 0.30 < y \leq 1.00 \\ q'' &= 15 y^{-3.7} & \text{si} & \quad 1.00 < Y \end{aligned} \quad (15.15)$$

$$\text{avec} \quad y = \frac{z' + H + r}{z' + H + L_H}$$

Ces relations sont dessinées à la figure 15.12.b. On remarque que pour des points situés au-delà du front de flamme, c'est-à-dire pour  $y > 1$ , le flux mesuré est inférieur à 15 kW/m<sup>2</sup>. Pour les 30 premiers pourcents de la longueur de la flamme par contre, le flux est constant et égal à 100 kW/m<sup>2</sup>.

Lorsque le flux est mesuré sous la semelle inférieure d'une poutre, et non plus sous le plafond, on peut appliquer le même modèle, en calculant H comme indiqué à la figure 15.9b au lieu de ce qu'indique la figure 15.9a. En pratiquant de la sorte, on obtiendrait le flux reçu par un plafond qui se trouverait au niveau de la semelle inférieure de la poutre. Or, dans le cas de la poutre, on observe que la flamme, après avoir été déviée par la semelle inférieure de la poutre, n'a pas une trajectoire horizontale. Elle reprend sa direction verticale jusqu'à rencontrer le plafond, au niveau de la semelle supérieure, où elle est de nouveau déviée. Une partie de la flamme se développe donc à un niveau plus élevé que la semelle inférieure et est invisible pour la face inférieure de celle-ci. Le flux reçu par la semelle est donc inférieur au flux qui serait reçu par un plafond se trouvant au même niveau. En examinant certains résultats obtenus par Hasemi, on estime qu'il convient de prendre en compte, dans le cas d'une semelle inférieure de poutre, 85 % du flux calculé pour un plafond qui serait situé au même niveau.

### 15.8.2 Vérification pour des essais en vraie grandeur

Bien que le modèle soit écrit en terme de nombres sans dimension et donc théoriquement exploitable quelle que soit l'échelle, il est malgré tout intéressant de vérifier son applicabilité à des configurations plus proches des incendies réels.

Wakamatsu et al. [WA96] ont effectué des essais complémentaires dans la même configuration que Hasemi en poussant la puissance dégagée par le brûleur jusqu'à 900 kW, et avec des hauteurs de plafond variant entre 0.6 et 1.2 m. Comme la poutre en acier utilisée avait une hauteur de 450 mm, on peut estimer que l'échelle de leurs essais était environ de 1/3, ce qui ne permet pas de les considérer comme des essais en vraie grandeur.

A titre de première vérification sur des configurations en vraie grandeur, nous avons appliqué le modèle décrit au paragraphe précédent à 4 essais réalisés au parc de la Villette à Paris [BO84]. Avec une hauteur sous plafond de 10 m, des surfaces de foyer allant jusqu'à 150 m<sup>2</sup> et des puissances instantanées de plusieurs dizaines de MW, il s'agit réellement d'une échelle différente de celle des essais qui sont à la base du modèle de Hasemi. Un autre aspect intéressant des essais français est leur caractère transitoire. Il est utile de vérifier si le modèle de Hasemi, établi en stationnaire, peut être appliqué à des incendies dont la puissance varie au cours du temps.

Pour chaque essai, on calcule le diamètre équivalent de la source circulaire qui aurait la même surface que celle du foyer réel de forme rectangulaire. L'énergie dégagée est estimée à partir des masses consumées en supposant une énergie calorifique effective de 12 MJ/kg pour le bois et, pour l'essai 4, de 40 MJ/kg pour le polystyrène. Sur base des mesures de température des gaz effectuées à divers endroits du local, on suppose que la puissance de l'incendie a crû de manière linéaire jusqu'à un maximum, et a décliné linéairement à partir de ce moment. La connaissance de l'énergie totale, du temps où se sont produites les températures maximum, et de la durée de l'incendie, plus l'hypothèse de forme triangulaire, définissent complètement l'évolution du RHR au cours du temps. Pour l'essai 4, où la charge au feu était constituée de bois et de polystyrène qui ont des temps de combustion différents, on a supposé que la courbe d'évolution du RHR était formée de la superposition de deux triangles, chacun formé par la combustion de l'un des matériaux. Les valeurs représentatives de ces essais sont reprises au tableau 15.1.

		TEST				
		1	2	3	4	
					Bois	Polyst.
b	Largeur du foyer (m)	5.8	5.8	11.6	5.8	5.8
B	Longueur du foyer (m)	10	6.7	13	10	10
D	Diamètre équivalent (m)	8.59	7.03	13.86	8.59	8.59
E	Energie dégagée (GJ)	23.4	23.4	46.4	12.2	9.2
ttot	Durée de l'incendie (min.)	60	50	50	40	5
tmax	Temps à la température max (min.)	25	15	15	52	2
Qmax	Puissance maximum (MW)	13.0	15.6	30.9	10.2	61.3
Hs	Niveau du foyer (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Hb	Hauteur de la poutre (m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
H	Hauteur du compartiment (m)	10	10	10	10	10

**Tableau 15.1 : Paramètres des 4 essais de la Villette**

Le tableau 15.2 donne, pour chaque essai, la valeur maximum du flux reçu par la face inférieure de la semelle inférieure d'une poutre IPE 500 supportant le plafond. Ces valeurs maximum sont obtenues au temps  $t_{\max}$  repris au tableau 15.1. Deux valeurs sont données

pour chaque essai, une pour le flux reçu juste au-dessus du centre du foyer ( $r = 0$ ) et une pour le flux reçu par la même poutre mais 2.90 m plus loin.

Test	1	2	3	4
( $r = 0$ )	17	21	34	24
( $r = 2.9$ m.)	7	8	17	9

**Tableau 15.2 : Flux maximum reçu en kW/m<sup>2</sup>**

Le flux reçu par la face inférieure et par les faces latérales de la semelle est calculé par l'équation 15.15. On estime que la face supérieure de la semelle inférieure reçoit un flux qui vaut la moitié de celui qui est reçu par la face inférieure. Cette valeur est assez arbitraire mais son influence sur la température maximale de l'acier n'est pas aussi importante qu'on pourrait le croire. Cajot, qui a programmé la méthode sur tableur EXCEL pour permettre une application aisée, donne à ce facteur de vue la valeur unitaire pour toutes les faces du profilé [SC96d]. Une analyse plus fouillée des résultats de Wakamatsu et al. devrait permettre de donner une valeur plus précise à ces facteurs de vue, car des mesures de flux incident ont été réalisées sur la face inférieure de la semelle inférieure, mais aussi sur sa face supérieure, sur l'âme et sur la face inférieure de la semelle supérieure.

On obtient ainsi le flux moyen reçu par unité de surface par la semelle inférieure grâce à l'équation suivante :

$$Q_{av} = \frac{(b + 2e) + 0.50 b}{2(b + e)} q'' \quad (15.16)$$

avec  $Q_{av}$  flux moyen reçu par la semelle,  
 $q''$  flux reçu par la face inférieure (Eq.15.15),  
 $b$  largeur de la semelle et,  
 $e$  épaisseur de la semelle.

Pour le profilé IPE 500, dont la semelle fait 200 mm de large et 16 mm d'épaisseur, on obtient  $Q_{av} = 0.77 q''$ . L'évolution de la température dans la semelle inférieure est obtenue par l'intégration au cours de temps de l'équation simple donnant l'augmentation de la température uniforme dans un profilé non protégé [EC-32]. Dans cette équation, on introduit le fait que le flux net reçu par le profilé est donné par l'équation suivante :

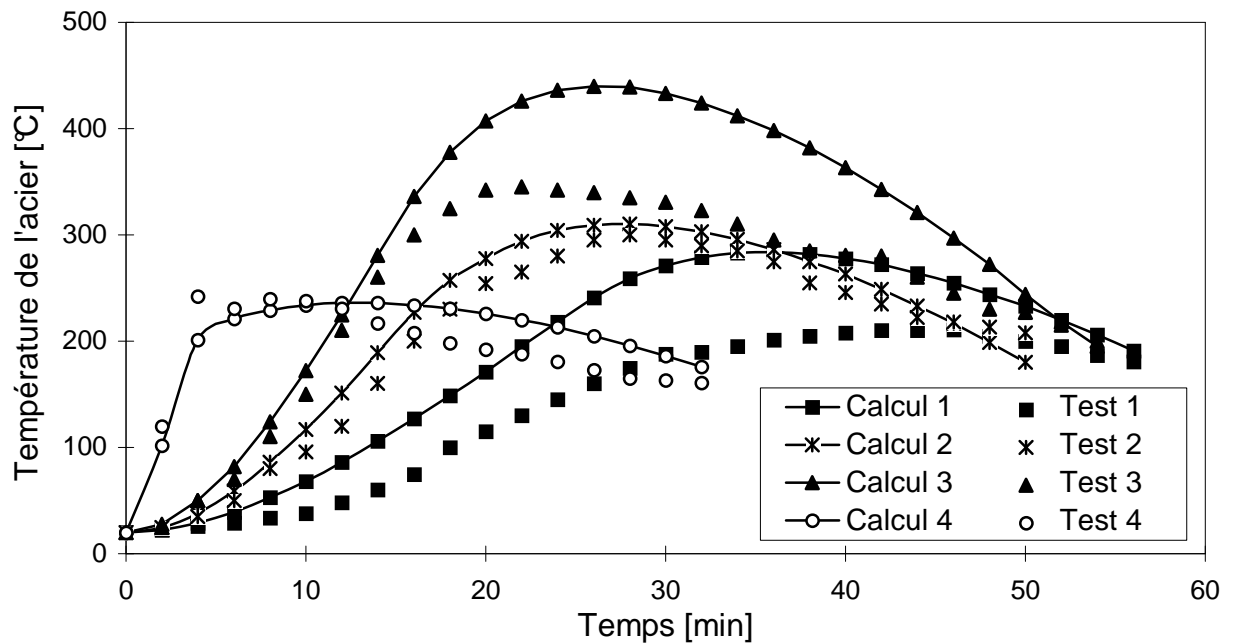
$$Q_{net} = Q_{av} - h(T_s - 293) - \sigma \varepsilon^* (T_s^4 - 293^4) \quad (15.17)$$

avec  $Q_{net}$  flux net entrant dans le profil,  
 $Q_{av}$  flux incident moyen,

---

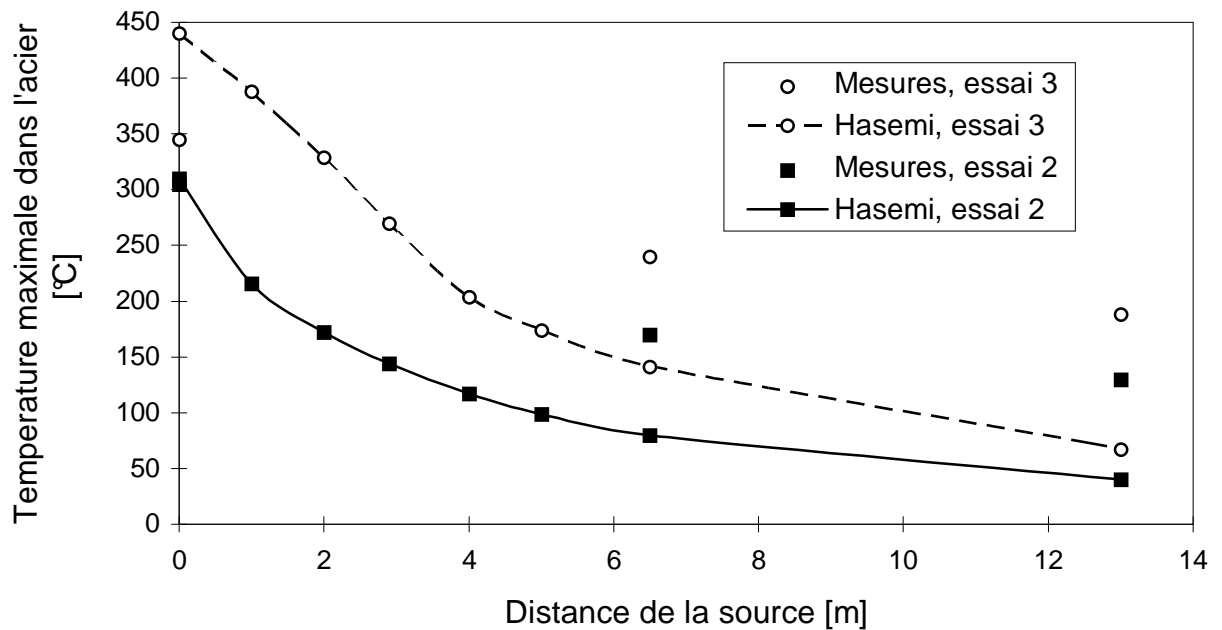
$h$	coefficient de convection
$T_s$	température de l'acier,
$\sigma$	constante de Stefan-Boltzmann et
$\varepsilon^*$	émissivité relative.

L'utilisation de cette équation fait encore l'objet de certaines discussions, notamment avec D. Joyeux du C.T.I.C.M., tant sur sa forme que sur la valeur à donner à l'émissivité relative  $\varepsilon^*$ . Hasemi lui-même estime que cette équation est appropriée pour calculer l'évolution des températures dans un profilé lorsque le flux incident est déduit de ses expériences [HA96]. Elle présente en tout cas l'avantage de donner un flux net qui est nul à la situation d'équilibre qui prévaut avant l'essai, c'est-à-dire à la température ambiante. Hasemi a en effet calibré ses appareils de mesure pour qu'ils indiquent un flux incident nul avant l'allumage du brûleur. La formule 15.17 présente aussi une forme très semblable à celle qui est recommandée dans l'Eurocode 1 - Partie 2 [EC-12]. Cela présente l'avantage qu'elle pourra probablement être acceptée plus facilement puisque, d'une part, cette forme a déjà été acceptée dans un document officiel et que, d'autre part, elle est de ce fait déjà employée dans de nombreux outils de calcul existants. Dans la comparaison menée ici, on a utilisé  $h = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$  et  $\varepsilon^* = 0.50$ . Hasemi recommande une valeur plus faible pour le coefficient de convection, d'environ  $10 \text{ W/m}^2\text{K}$ , mais Joyeux, lui, estime que l'émissivité relative devrait être plus élevée, de l'ordre de 0.70. Avec les valeurs choisies ici de  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  et de 0.50, la température calculée dans un profilé en acier ne pourra jamais dépasser  $1005^\circ\text{C}$ . Cette température est celle qui donne un flux perdu par l'acier de  $100 \text{ kW/m}^2$ , c'est-à-dire la valeur maximale du flux incident prévu par la méthode de Hasemi, voir figure 15.12 et équation 15.15. Pour fixer le choix final, il faut attendre le résultat d'une étude actuellement en cours où la méthode est utilisée et comparée avec un plus grand nombre d'essais. Les valeurs utilisées jusqu'à présent paraissent en tout cas donner un ordre de grandeur acceptable.



**Fig. 15.13 : Températures dans l'acier des poutres de la Vilette**

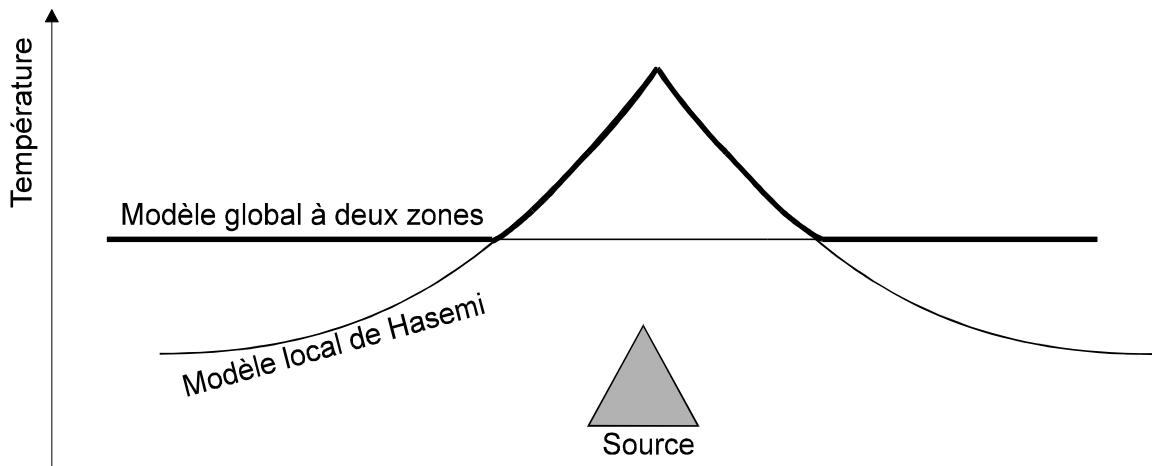
La figure 15.13 donne l'évolution au cours du temps de la température telle qu'elle a été mesurée et calculée pour les 4 essais. L'allure des courbes calculées est en bon accord avec celle des courbes mesurées, ce qui traduit le fait que la forme triangulaire des courbes de RHR correspond bien à la réalité, et le fait que le caractère transitoire de l'élévation de température au sein de l'acier est correctement pris en compte. Par exemple, dans l'essai 4, le dégagement de chaleur important causé par la combustion du polystyrène durant les 5 premières minutes de l'incendie, voir tableau 15.1, décale bien la courbe de température vers la gauche, mais la brièveté de la sollicitation ne permet pas à la température dans le profilé d'atteindre un niveau très élevé. En ce qui concerne la température maximale calculée, elle est, pour les essais 2 et 4, très proche de la température maximale relevée, et elle est surévaluée d'une centaine de degrés pour les essais 1 et 3. Compte tenu des incertitudes sur les conditions expérimentales et des hypothèses qui ont dû être posées pour simuler les essais, il est permis de considérer l'ordre de grandeur de la précision obtenue comme prometteur. D'autres confirmations de la méthode, par rapport à des essais en vraie grandeur, sont cependant encore nécessaires et sont actuellement en cours.



**Fig. 15.14 : Distribution spatiale des températures**

La figure 15.13 donne les températures dans l'acier juste au-dessus du centre du foyer. Elle permet d'apprécier l'évolution temporelle du phénomène, mais ne dit rien sur sa répartition spatiale. Pour les essais 2 et 3, on a aussi calculé l'évolution des températures à différents endroits, depuis la zone juste au-dessus du centre du foyer, jusqu'à une distance de 13 m comptée horizontalement sous le plafond. La figure 15.14 montre la température maximale dans la semelle en fonction de l'éloignement depuis le centre du foyer. La température maximale calculée est assez proche de la réalité juste au-dessus du foyer, mais les températures calculées plus à l'écart de la source sont trop faibles par rapport à ce qui a été mesuré. Il faut rappeler ici que les essais japonais qui ont servi de base à la méthode de calcul ont été effectués dans une configuration sans confinement, alors que les essais parisiens ont eu lieu dans un compartiment au sein duquel une stratification en deux couches s'est formée par accumulation progressive des gaz chauds sous le plafond. Il faut donc combiner le modèle local de Hasemi avec le modèle global qui permet le calcul de la température moyenne dans la zone chaude. Bien que cela mérite confirmation, par des essais complémentaires ou des calculs plus sophistiqués par exemple, on propose d'adopter pour la température à chaque endroit le maximum de celle qui est donnée par les deux modèles, comme l'indique la figure 15.15.

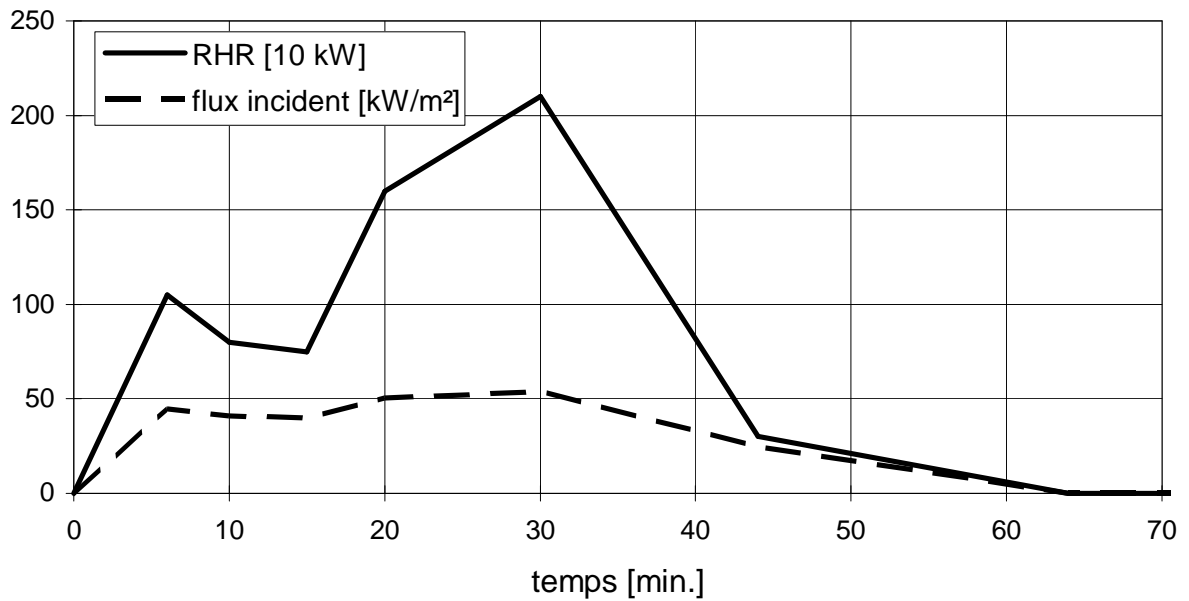




**Fig. 15.15 : Combinaison du modèle local et du modèle global**

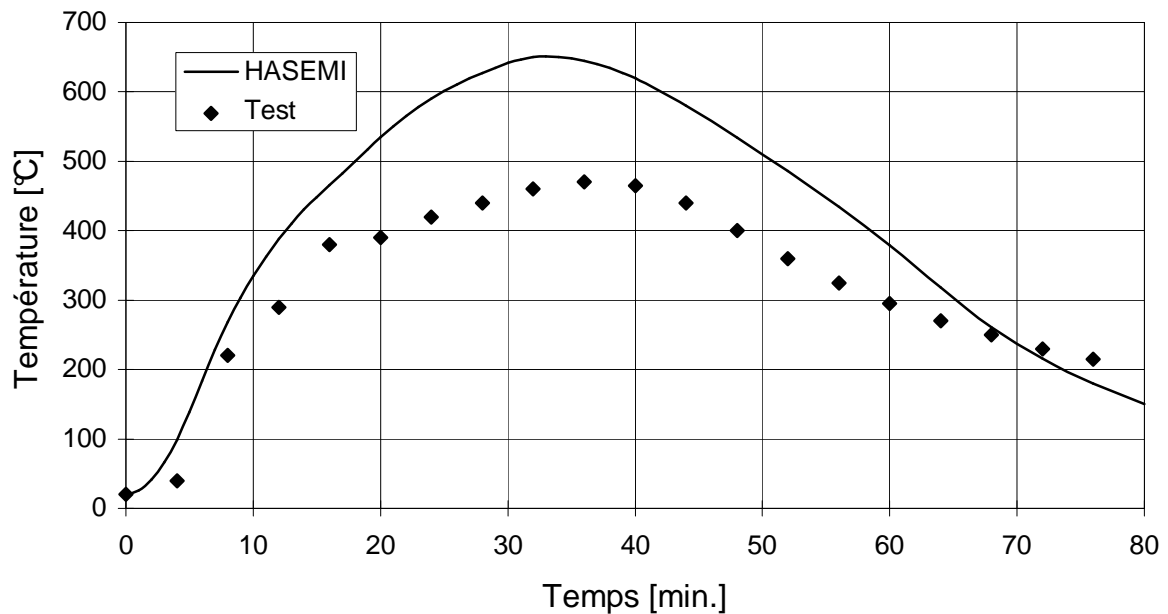
Une deuxième vérification de la méthode de calcul a pu être menée à propos d'un essai réalisé à Maizière-les-Metz par le C.T.I.C.M. sur une voiture de type Renault 18 brûlant dans un petit compartiment. Une poutrelle en acier était placée sous le plafond juste au-dessus de la voiture et on y a mesuré l'évolution des températures dans la semelle inférieure. L'évolution de l'énergie dégagée, le RHR, a aussi été relevée. La valeur maximale était de 2 MW, mais cette valeur n'a été observée que durant un court laps de temps comme le montre la figure 15.16 où l'évolution du RHR a été schématisée. On a appliqué la méthode de Hasemi à cet essai et on a calculé l'évolution des températures dans la semelle inférieure du profilé HEB300. Pour appliquer le modèle, on a posé les hypothèses suivantes :

- niveau de la source au-dessus du sol :  $H_s = 60$  cm,
- longueur caractéristique de la source :  $D = 3.91$  m, correspondant à une surface de  $12$  m<sup>2</sup>.



**Fig. 15.16 : Courbe de puissance**

La figure 15.16 montre l'évolution du flux incident sur la semelle. On peut remarquer que ce flux suit l'évolution du R.H.R. mais que la relation entre les deux n'est pas proportionnelle. L'évolution de la température dans la semelle inférieure est donnée à la figure 15.17. La forme de la courbe calculée est semblable à celle de la courbe observée, mais l'écart entre les valeurs est ici plus important. Cela pourrait être dû à la présence, dans cet essai, d'une couche de fumée noire très opaque occupant la zone supérieure du compartiment et protégeant d'une certaine manière la poutre du rayonnement du foyer. Cela semble indiquer que, dans certains cas, le fait de prendre simplement le maximum entre le modèle local et le modèle global donne des résultats sécuritaires, en tout cas dans les zones proches du foyer.



**Fig. 15.17 : Température dans l'acier au-dessus de la voiture**

### 15.8.3 Conclusions du paragraphe 15.8

Le modèle présenté a été développé par Hasemi sur base d'essais à relativement petite échelle. Le but de ce modèle est de permettre la prise en compte du caractère localisé d'un incendie. Il constitue un outil simple pour l'évaluation du flux reçu par la dalle de plafond ou par une poutre métallique supportant ce plafond. Il est ainsi possible de prendre en compte de manière quantitative certains paramètres que le bon sens ou l'observation d'essais réels ont mis en évidence de manière qualitative.

- Le flux reçu par le plafond est plus faible dans les locaux de plus grande hauteur.
- Le flux reçu est maximum juste au-dessus du foyer et décroît lorsqu'on s'éloigne de la source.
- Le flux dépend de la sévérité de l'incendie mais de manière non proportionnelle. Il y a une limite au-delà de laquelle l'augmentation de l'énergie dégagée par la combustion n'a plus d'influence sur le flux reçu et, de ce fait, il existe une température limite que l'acier ne peut pas dépasser.
- Le flux est plus important si la source est située plus haut que le niveau du sol.
- Les dimensions de la source ont une influence sur la répartition spatiale des flux incidents.

Dans le cadre des travaux menés à Liège, on a tout d'abord modifié quelque peu l'équation 15.15 afin d'améliorer la correspondance avec les résultats expérimentaux obtenus au Building Research Institute de Tsukuba. On a ensuite établi une manière pratique d'utilisation de la méthode permettant le calcul du flux moyen reçu par la semelle inférieure d'un profilé métallique. On a aussi établi la manière dont la source doit être modélisée pour représenter l'incendie d'une voiture. On a vérifié la possibilité d'obtenir des résultats satisfaisants lorsque le modèle est appliqué à des configurations d'incendie et de

compartiments réels. Enfin, on a donné certaines indications sur la manière de combiner ce modèle avec un modèle global dans le cas d'incendies confinés.

d'influence sur le flux reçu et, de ce fait, il existe une température limite que l'acier ne peut pas dépasser.

- Le flux est plus important si la source est située plus haut que le niveau du sol.
- Les dimensions de la source ont une influence sur la répartition spatiale des flux incidents.

Dans le cadre des travaux menés à Liège, on a tout d'abord modifié quelque peu l'équation 15.15 afin d'améliorer la correspondance avec les résultats expérimentaux obtenus au Building Research Institute de Tsukuba. On a ensuite établi une manière pratique d'utilisation de la méthode permettant le calcul du flux moyen reçu par la semelle inférieure d'un profilé métallique. On a aussi établi la manière dont la source doit être modélisée pour représenter l'incendie d'une voiture. On a vérifié la possibilité d'obtenir des résultats satisfaisants lorsque le modèle est appliqué à des configurations d'incendie et de compartiments réels. Enfin, on a donné certaines indications sur la manière de combiner ce modèle avec un modèle global dans le cas d'incendies confinés.

## 15.9 EXEMPLES D'APPLICATION DES MODELES NUMERIQUES

La comparaison des résultats fournis par un programme numérique avec les résultats de mesures expérimentales est indispensable pour établir un certain niveau de confiance envers l'outil de calcul. On donne souvent à ce genre d'exercice le nom de validation.

Concernant les programmes qui ont pour objet la prévision des températures dans un local en cas d'incendie, un certain nombre de choix plus ou moins explicites doivent être posés et le nombre de ces choix est d'autant plus grand que le modèle est sophistiqué. La comparaison avec des résultats d'essais n'a donc pas comme seul intérêt de valider un programme, mais aussi de déterminer la meilleure manière de s'en servir pour obtenir des résultats valables. En d'autres termes, elle guide le concepteur du programme dans les divers choix à effectuer. Par exemple, faut-il tenir compte de l'énergie transmise depuis les gaz du compartiment vers le sol, ou bien cette surface peut-elle être négligée dans les échanges thermiques ? Quelle est, dans un modèle à deux zones, la part de l'énergie dégagée par l'incendie qui est transférée par convection vers la zone chaude et quelle est la part dégagée par rayonnement ? La puissance dégagée par l'incendie est-elle constante jusqu'au moment où la totalité du combustible est consumé, ou bien faut-il considérer une phase de décroissance dès qu'il ne reste plus dans le local que, par exemple, 30 % de la masse initiale ?

On a montré à diverses reprises la variabilité qui peut exister dans les résultats d'essais sur éléments de structure pour des cas où les conditions sont, normalement, assez bien maîtrisées. C'est, par exemple, le cas pour l'instabilité des colonnes métalliques soumises à une charge qui reste constante durant l'essai ainsi qu'à une élévation de la température aussi uniforme que possible. S'agissant d'incendies réels, la variabilité est d'un ordre de grandeur plus élevé. Deux objets en principe semblables en tout point, deux sofas ou deux lits par exemple, peuvent parfois donner lieu à deux incendies assez différents sans que les raisons apparaissent très clairement. Pour deux compartiments semblables, l'instant précis où les vitres des fenêtres se brisent conditionne évidemment le développement ultérieur de l'incendie, alors que cet événement se produit de manière assez variable. Pour des éléments de structure soumis à l'incendie, il faut compter que la validation réelle de toute théorie ou

modèle de calcul nécessite quelques dizaines d'essais. Pour un modèle prétendant calculer l'évolution de la température dans les locaux incendiés, il en faut encore plus. La constitution d'une large base de données reprenant les résultats d'essais publiés dans la littérature a été entreprise dans le cadre de la recherche européenne "*Natural Fire Safety Concept*" et son exploitation est actuellement en cours.

L'exposé de toutes les comparaisons menées sort évidemment du cadre de cette thèse. L'exposé de la comparaison avec un ou deux essais particuliers ne serait pas très utile car il est toujours possible, quel que soit le modèle de calcul utilisé, de trouver l'un ou l'autre cas qui donne de bons résultats. Cet exercice a trop souvent été pratiqué par ailleurs.

Dans ce paragraphe, on compare entre eux les résultats fournis par différents modèles numériques pour deux exemples fictifs dont les données sont bien définies. On verra que cette comparaison est riche d'enseignements, même si elle ne dispense pas de comparer, par la suite, les résultats des modèles avec ceux des essais.

### 15.9.1 Exemple d'un parking fermé

Il s'agit d'un local carré de 30 mètres de côté et de 2.5 mètres de hauteur dont les parois sont constituées de 15 cm de béton. Cet exemple a reçu le nom de parking fermé parce que les ouvertures sont de surface assez réduite, beaucoup plus faible que dans les parkings ouverts, ceux dont les façades comportent de larges baies. On compte ici dans chaque façade une ouverture de 0.20 m<sup>2</sup> proche du sol et une ouverture semblable proche du plafond. L'énergie dégagée par l'incendie suit l'évolution montrée à la figure 15.18. La courbe trapézoïdale est une schématisation de la courbe de *Rate of Heat Release* produite par l'incendie d'une voiture datant des années 70, voir chapitre 16.

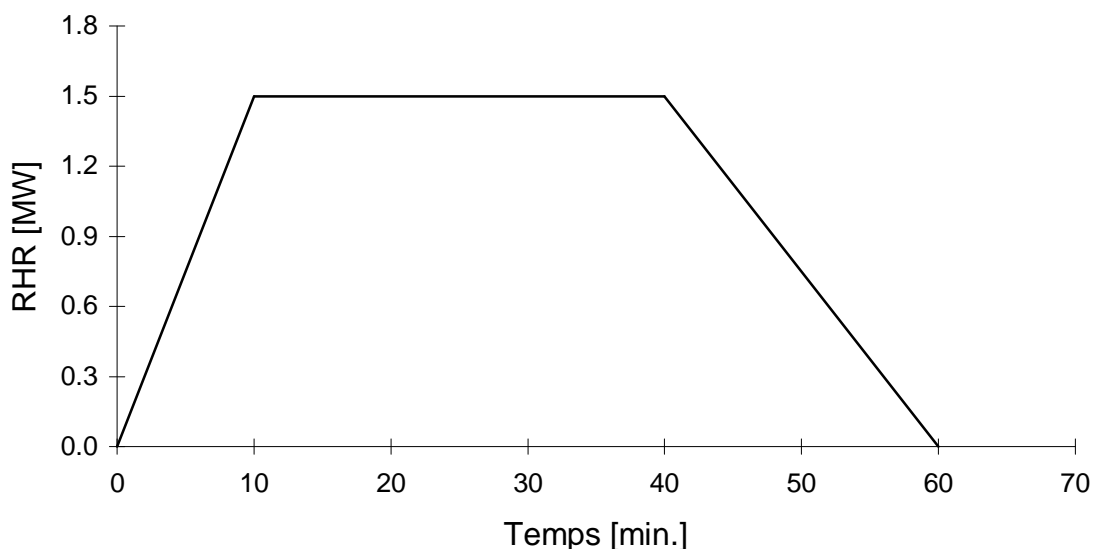
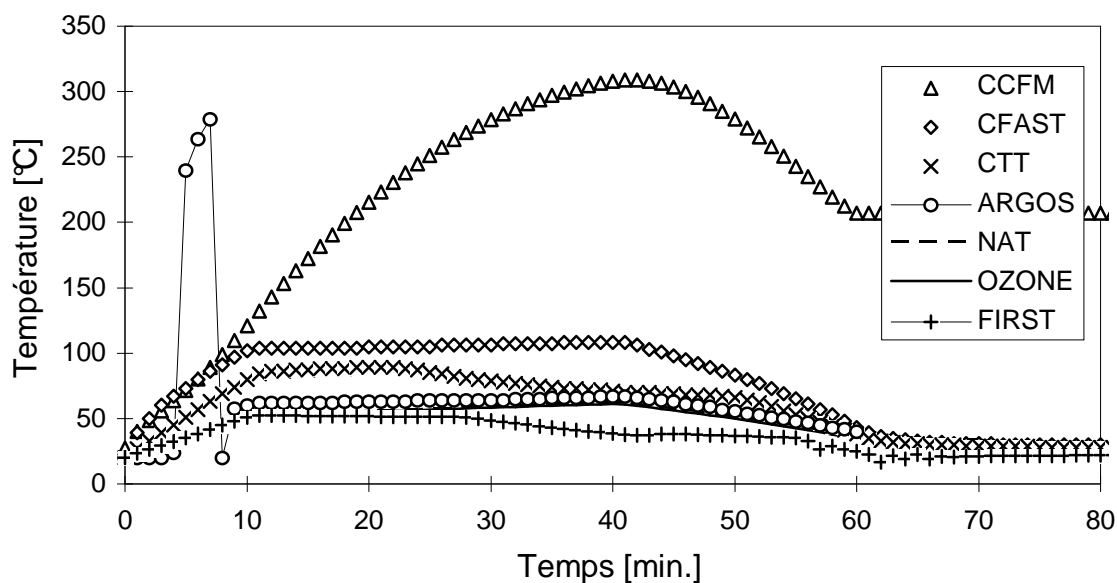


Fig. 15.18 : Puissance de l'incendie

La figure 15.19 montre l'évolution de la température calculée par différents codes de calcul déjà mentionnés dans le texte. La température est celle de la zone chaude, pour les modèles à deux zones, ou la température moyenne dans tout le compartiment, pour les modèles à une zone comme les programmes NAT et OZone.

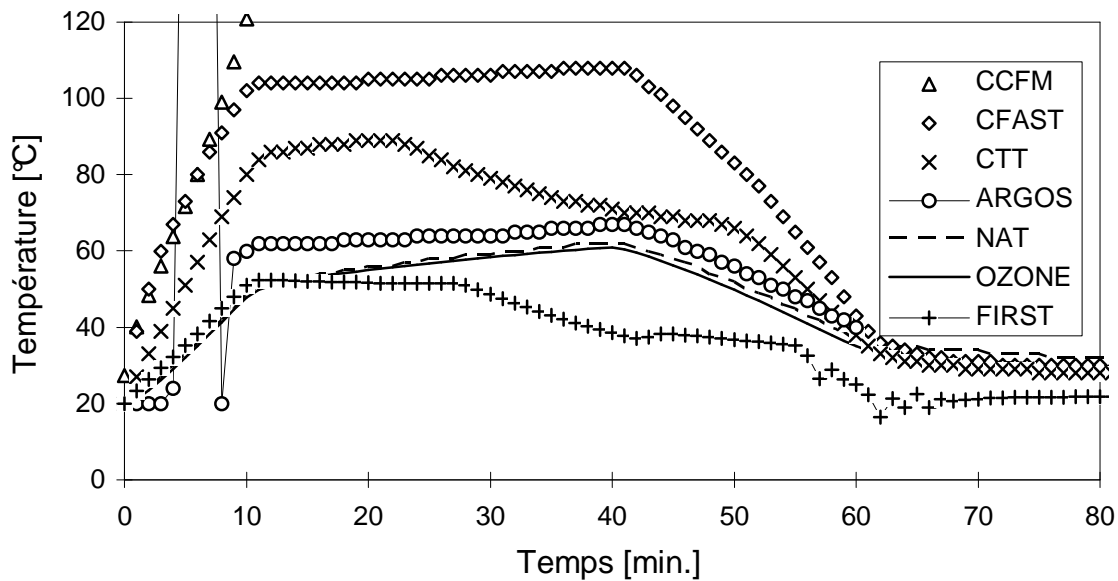


**Fig. 15.19 : Températures**

Le code de calcul à 2 zones CCFM donne, de loin, les résultats les plus élevés. Cela s'explique par le fait que ce programme, extrêmement bien écrit en ce qui concerne les équations de base et les transferts massiques, ne possède pas de sous modèle permettant de quantifier les pertes thermiques vers les parois. Le calcul est effectué sur l'hypothèse d'une perte vers les parois qui représente forfaitairement 80 % de la puissance de l'incendie. Pour le cas traité ici, il apparaît que cette valeur n'est pas une bonne approximation de la réalité. Les bilans énergétiques calculés par le programme OZone indiquent en effet que 95 % environ de l'énergie dégagée est absorbée par les parois alors que seulement 5 % s'échappent par les ouvertures. La part emmagasinée comme énergie interne de l'air présent dans le local est négligeable. On peut donc conclure de ce seul exemple qu'il faut rejeter les codes de calcul qui, à défaut de posséder un modèle de mur, exigent de l'utilisateur une estimation des pertes thermiques vers les parois. Cette remarque donne tout son sens aux développements du paragraphe 15.7 consacré aux flux diffusifs dans les parois.

Les résultats de ARGOS durant les 10 premières minutes sont dus aux problèmes apparemment mal maîtrisés de création de la zone chaude, voir § 15.6.

Pour mieux mettre en évidence les différences entre les autres programmes, on se réfère à la figure 15.20 qui présente les mêmes résultats, mais sur laquelle les températures maximales sont de 120 °C.



**Fig. 15.20 : Températures (zoom)**

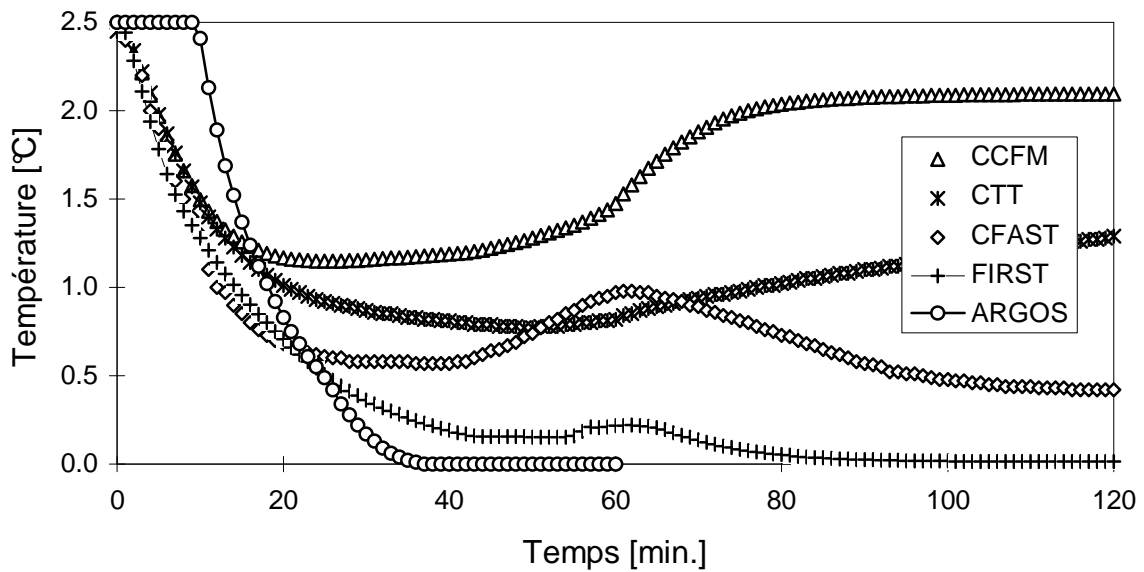
Il est normal que la température fournie par NAT et OZone soit plus faible, puisqu'il s'agit pour chacun d'eux d'une moyenne sur l'ensemble du volume. En fait, l'exemple étudié ici ne constitue pas un des cas d'application privilégiés des modèles à une zone, étant donné la grande surface du local qui rend peu probable l'établissement d'un régime uniforme. On constate néanmoins que les deux programmes donnent des résultats très proches l'un de l'autre.

On remarque sur la figure 15.20 une diminution de la température donnée par le programme CTT entre 25 et 50 minutes. Celle-ci résulte d'une tentative de tenir compte de l'établissement d'un régime *air controlled*. On constate aussi les instabilités du programme FIRST.

La figure 15.21 montre l'évolution au cours du temps de la hauteur de la zone libre pour les programmes à 2 zones.

On constate, comme dans de nombreux autres exemples, que ARGOS produit plus de fumée que les autres programmes. En fait, c'est probablement le modèle d'entraînement d'air qui devrait être mis en cause, voir § 15.5. Par contre, un des avantages de ce code de calcul est de pouvoir passer automatiquement d'un modèle à 2 zones vers un modèle à une zone lorsque le compartiment est complètement envahi par les gaz chauds. Au vu de la quantité de fumée produite par ce programme, on comprend pourquoi les auteurs ont ressenti la nécessité de programmer cette possibilité.





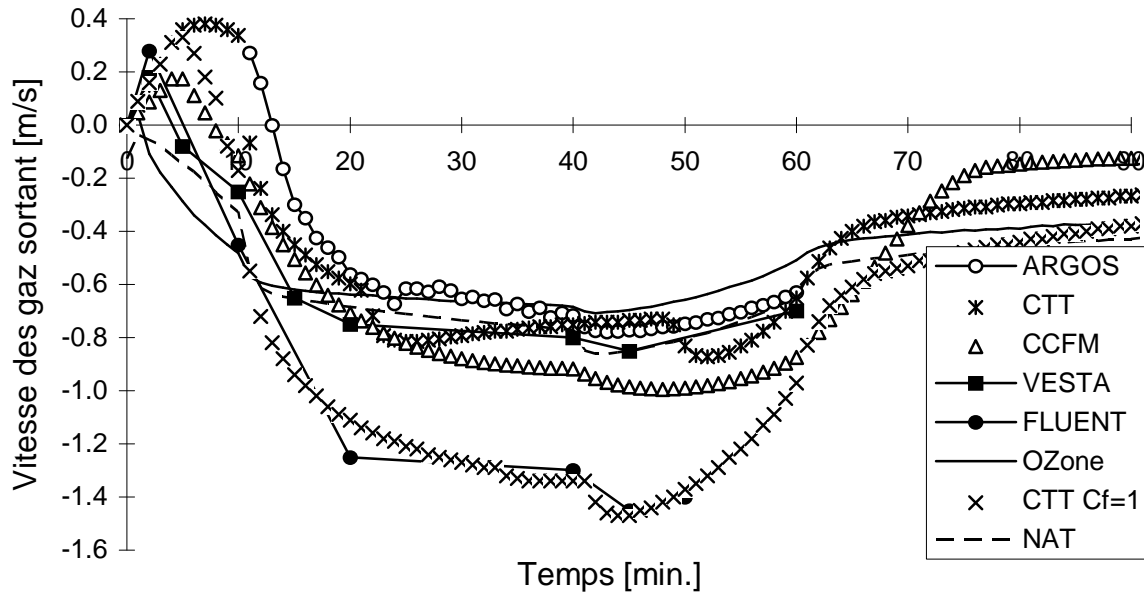
**Fig. 15.21 : Hauteur de la zone libre**

Ce qui est encore plus étonnant est de constater qu'après 60 minutes, alors que l'incendie est terminé, FIRST et CFAST indiquent une épaisseur de la zone enfumée qui augmente encore. CCFM et CTT, par contre, rendent compte du fait que la ventilation naturelle, sous l'effet des forces de gravité, permet d'évacuer progressivement l'air vicié hors du compartiment. Pour CCFM, aucune énergie n'est plus apportée à l'air du compartiment dès que l'incendie s'arrête et l'équilibre s'établit donc assez rapidement au niveau de 2.10 mètres, c'est-à-dire le niveau des ouvertures supérieures. Aucun terme du bilan thermique ne pourra jamais faire disparaître ni refroidir la quantité d'air chaud, voir figure 15.19, qui est emprisonné sous le plafond, à un niveau plus élevé que les ouvertures supérieures. Pour CTT, de l'énergie emmagasinée dans les parois est restituée à l'air du compartiment et l'équilibre s'établit moins rapidement.

La figure 15.22 montre la vitesse de l'air dans les ouvertures inférieures pour les programmes de zones déjà mentionnés ainsi que pour les deux programmes CFD FLUENT, utilisé par LABEIN, et VESTA, écrit et utilisé au T.N.O..

La plupart des programmes donnent un flux sortant durant les 10 premières minutes, période au cours de laquelle la dilatation des gaz échauffés l'emporte sur les forces de gravité. On remarque que le programme NAT considère que la situation n'est pas à l'équilibre à l'instant initial. La température de l'air à l'intérieur du local est plus élevée que celle de l'air extérieur. Les oscillations de la courbe fournies par le programme ARGOS illustrent bien qu'il est beaucoup plus difficile d'obtenir une bonne convergence de la pression, et donc des flux massiques, que de la température, voir figure 15.20. De tous les programmes, FLUENT est le seul à donner des vitesses supérieures à 1 m/s. Pour expliquer cet écart, on a soupçonné le fait que ce programme ne prendrait pas en compte le coefficient de contraction  $C_f$  dans le calcul des flux massiques basés sur l'équation de Bernoulli. Pour confirmer cette hypothèse, un calcul a été réalisé avec le programme CTT en fixant la valeur de  $C_f$  à 1.0, au lieu de 0.7 pour les calculs précédents. Dans ce cas, les vitesses calculées par CTT sont semblables à celles

calculées par FLUENT, ce qui tend à confirmer l'explication avancée et mettant en exergue le rôle du coefficient de contraction.



**Fig. 15.22 : Vitesse dans les ouvertures inférieures**

Ce seul exemple comparatif montre bien que les programmes de calcul des températures dans les locaux incendiés sont encore loin d'avoir atteint le même stade de maturité que, par exemple, les programmes de calcul de structures qui donnent en général une bien meilleure concordance lorsqu'on les applique à des cas d'école.

Il faut bien être conscient que les écarts seraient encore plus grands si on avait donné à différentes personnes les plans d'exécution d'un bâtiment réel en laissant à chacun le soin de réaliser l'idéalisation du compartiment et de ses parois. On aurait alors obtenu, c'est certain, des différences entre les résultats fournis par le même outil lorsqu'il est utilisé par des personnes différentes. Le cas s'est même déjà produit à l'occasion d'un autre exercice de comparaison mené sous l'égide du C.I.B W14, alors que pourtant la structure à traiter avait déjà été idéalisée par les organisateurs.

Pour la construction d'un bâtiment réel, la définition de l'incendie lui-même devrait d'ailleurs aussi faire l'objet d'une décision, ce qui introduirait encore une autre source de variabilité.

Cela ne doit pas nous désespérer mais renforcer notre conviction de l'absolue nécessité de poursuivre la recherche pour identifier et éliminer autant que possible les sources de divergence, pour établir des courbes d'incendie de calcul à utiliser dans certains cas bien définis ( tout comme on dispose de charges de calcul pour la stabilité des bâtiments ), et de former le mieux possible les personnes amenées à utiliser ce type d'outil.

### 15.9.2 Exemple du corridor

On pourrait multiplier les exemples à l'infini. Dans cette thèse, on se limitera à l'exposé d'un deuxième exemple qui, pour des raisons historiques, a reçu le nom de corridor alors que le compartiment étudié correspond plutôt à une chambre d'hôtel. La surface au sol présente une forme carrée de 5 mètres de côté et la hauteur est de 2.50 mètres. Une porte de 1 x 2 m<sup>2</sup> et une fenêtre de 3 x 1 m<sup>2</sup> constituent les deux ouvertures, supposées actives dès le début de l'incendie. La courbe d'incendie est la courbe classique en  $t^2$ , avec un temps de passage à 1 MW de 500 secondes et une limitation, après 675 secondes, à une puissance maximale de 1.9 MW. Les parois sont en béton.

Cet exemple est différent du premier parce que les ouvertures sont ici d'une surface relative beaucoup plus grande. La réponse du compartiment est alors tout autre puisque, d'après le programme Ozone, 72 % de l'énergie dégagée sont évacués vers l'extérieur alors que les parois n'en absorbent que 28 %. Une autre différence réside dans le fait que l'incendie est, par rapport au local dans lequel il se déroule, d'une ampleur beaucoup plus grande, ce qui donne lieu à des températures plus élevées. On constate ainsi sur la figure 15.23 que les écarts relatifs sont plus faibles que ceux qu'on pouvait observer dans l'exemple du parking fermé.

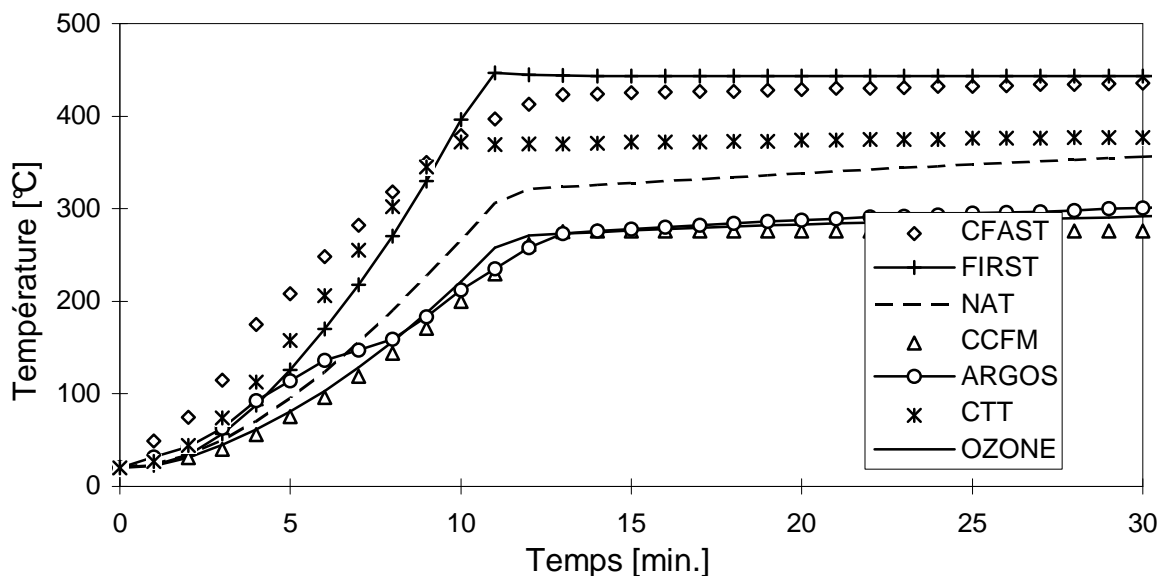


Fig. 15.23 : Températures

## 15.10 CONCLUSIONS

Dans les locaux où l'incendie présente un caractère localisé, les gaz ont tendance à se stratifier en deux couches. La couche supérieure dont la température est assez élevée comprend les gaz de combustion et la couche inférieure comprend de l'air non encore vicié et plus frais. Moyennant l'hypothèse de température uniforme dans chacune des deux zones, les équations de bilan massique et énergétique écrites pour chacune des deux zones permettent de décrire l'évolution de la situation à condition qu'on les intègre numériquement.

Dans ce chapitre, on a discuté plus en détail quelques points particuliers qui méritent l'attention : le choix des variables pour obtenir un système d'équations bien conditionné, les transferts thermiques à travers les parois, le critère de formation de la zone chaude, les modèles d'entraînement d'air, ...

Si les modèles numériques à 2 zones permettent d'estimer la valeur de la température moyenne des gaz chauds dans la zone supérieure, il faut garder à l'esprit que les parties de la structure qui se trouvent juste au-dessus du foyer peuvent être soumises localement à une attaque thermique beaucoup plus sévère. Un modèle développé au Japon sur base d'essais à petite échelle pour estimer ces effets locaux a été adapté et vérifié par comparaison avec deux types d'essais en vraie grandeur réalisés en Europe, d'abord dans un local de grande hauteur puis dans un four spécialement construit pour mesurer la sévérité d'un incendie de voiture. Les températures dans la structure en acier prédites par le modèle sont en bon accord avec les mesures.

Deux exemples traités à l'aide de plusieurs codes de calcul numériques ont permis d'illustrer le propos.

# Chapitre 16

## **RISQUE INCENDIE CREE PAR LES VEHICULES AUTOMOBILES**

### 16.1 Introduction

Au cours des dernières décennies, la place de la voiture n'a cessé de s'accroître dans notre société. La situation du trafic routier dans les grandes villes et sur les axes qui y mènent est éloquente à ce sujet. L'apparition de l'automobile au début du siècle et son développement ininterrompu depuis lors ont d'abord donné lieu à une première phase au cours de laquelle les équipements routiers étaient mis en place en fonction du tissu urbain ou interurbain existant. Dans les villes, les piétons et les véhicules hippomobiles ont été chassés des rues et des places qui furent aménagées à l'usage quasi exclusif de la circulation automobile. Les autoroutes furent construites pour relier entre elles les grandes villes existantes. Aujourd'hui, on en est arrivé au point où c'est le déplacement automobile qui conditionne le développement du territoire. L'implantation des zonings industriels pour la production, des centres commerciaux pour la distribution, des complexes de loisir ou des cités dortoirs est conditionnée par la proximité des grands axes routiers. Au sein des villes, on a vu apparaître, depuis longtemps, la construction de bâtiments ayant pour seul objet le parcage de véhicules. De plus en plus, la construction de nouveaux immeubles de bureaux ou de logement ne peut se concevoir que si le bâtiment comprend le nombre de niveaux suffisants pour recevoir les voitures des occupants.

Or, l'automobile est un objet combustible. Celui qui n'a pas eu l'occasion d'assister à un incendie de voiture dans la réalité a pu s'en convaincre à la vision de certains reportages télévisés. L'incendie de quelques véhicules donne en effet un caractère particulièrement spectaculaire aux soulèvements insurrectionnels et ce moyen ne manque pas d'être utilisé par

---

ceux qui manifestent leur colère. A en croire les séries télévisées et les films cinématographiques, la voiture serait même un objet dangereusement explosif. Si, au cinéma, il n'est de bon indien que mort, il n'est de bon accident automobile que suivi d'une explosion. On verra que la réalité est tout autre.

Ce n'est pas l'attitude du législateur qui va modifier cette opinion sur la combustibilité des voitures puisque, en Belgique, la loi oblige l'automobiliste à transporter dans son véhicule un extincteur récent disposé à portée immédiate. La voiture semblerait donc poser un risque incendie plus grand que le logement individuel, puisque la loi n'oblige pas l'automobiliste à disposer d'extincteurs dans sa maison. Le piéton non plus d'ailleurs.

Si de plus en plus de voitures se retrouvent dans les bâtiments, et si les voitures sont combustibles, l'incendie des voitures crée donc un risque pour le bâtiment. Deux effets différents contribuent à aggraver ce risque. Le premier est lié au fait que, dans de nombreux cas, le parking est un local qui est laissé hors de toute surveillance humaine durant de longues heures. Un incendie qui se déclare dans un parking pourrait donc se propager et atteindre un développement important avant d'être remarqué. L'autre facteur aggravant est lié aux conséquences d'une éventuelle ruine structurelle. Les parkings se situent en effet toujours aux niveaux les moins élevés d'un bâtiment et même, très souvent, en sous-sol. La ruine de la structure à l'un des niveaux de parking risquerait donc d'entraîner la chute de nombreux étages situés au-dessus de celui où sévit l'incendie. Le scénario le plus alarmant est bien sûr celui où un incendie majeur se développe en sous-sol sans être remarqué et entraîne la ruine soudaine du bâtiment à étages situé au-dessus, avant même que les occupants de ces niveaux supérieurs n'aient pu évacuer.

Devant un risque aussi grave, le législateur a pris ses dispositions ; il a légiféré. Cependant, de manière assez caractéristique en Europe, les règlements sensés couvrir ce risque ont reçu une forme exclusivement prescriptive. On a exigé que la structure présente une certaine résistance à l'incendie normalisé, sans tenir compte de la situation particulière de chaque cas, et sans préciser les objectifs poursuivis de manière très claire. Le caractère illogique de ces prescriptions arbitraires apparaît immédiatement si on compare les exigences formulées dans différents pays pour une situation identique. Pour les parkings à façades ouvertes, par exemple, l'exigence varie entre 0 et 120 minutes de résistance au feu selon les pays [EC93].

Il s'agit donc là d'une situation peu satisfaisante du point de vue intellectuel, ce qui n'a pas manqué d'attirer l'attention des scientifiques. Leur intérêt pour le sujet a d'ailleurs été renforcé par le fait que, outre l'incohérence sur les durées exigées, ils ont compris depuis longtemps que l'incendie d'une voiture est un incendie localisé. Il serait donc logique de compte de cette caractéristique, plutôt que d'imposer une sollicitation thermique uniforme à toute la structure d'un niveau. En plus, le parcage de véhicule est probablement une des situations où l'incertitude sur la charge au feu est la moins grande, du moins en théorie. Cette situation se prête donc remarquablement bien à l'utilisation de tous les modèles développés par les scientifiques car, ici au moins, la sollicitation est connue.

La situation n'est guère satisfaisante du point de vue commercial non plus, surtout pour les producteurs d'acier. Si, dans certains pays, il est permis de construire en acier nu parce qu'il n'y a pas, ou peu, d'exigence liée à l'incendie, pourquoi d'autres pays ont-ils des exigences à ce point sévères que la construction métallique est, de facto, éliminée du marché ?

Ce chapitre est tout d'abord consacré aux travaux menés sur les incendies dans les parkings à façades ouvertes. Dans un deuxième temps, on décrit les travaux menés plus récemment sur les parkings à façades fermées et auxquels l'Université de Liège a été directement mêlée.

## 16.2 Parkings à façades ouvertes

### 16.2.1 Définition

Dans le principe, on appelle parking à façades ouvertes, ou plus simplement *parking ouvert*, un parking présentant de manière permanente suffisamment d'ouvertures vers l'extérieur pour que les gaz chauds générés par un incendie s'évacuent de manière naturelle au lieu de s'accumuler à l'intérieur du compartiment. Les températures dans le local ne peuvent donc s'élever au-delà d'une certaine limite puisque les gaz chauds évacués sont automatiquement remplacés par le même volume d'air frais. En plus d'avoir des conséquences favorables pour la structure, cet apport continu d'air frais contribue au maintien d'une zone inférieure qui est libre de fumée, ce qui permet l'évacuation d'occupants éventuels, mais permet aussi aux sapeurs-pompiers de repérer plus facilement l'emplacement du foyer et, donc, d'y intervenir. La localisation du foyer peut en effet se révéler très problématique lorsque la fumée a envahi l'ensemble d'un parking dont la surface au sol est souvent assez élevée. Les appareils respiratoires individuels ne sont en effet d'aucune utilité pour résoudre le problème du manque de visibilité.

De manière réglementaire, on impose habituellement que deux façades en vis-à-vis présentent des ouvertures pour que la ventilation naturelle confère au parking le caractère ouvert. La surface totale des ouvertures doit représenter au moins 25 à 30 % de la surface totale des parois verticales bordant le compartiment. Dans certains règlements, la surface des ouvertures doit aussi dépasser une certaine quantité liée à la surface au sol du compartiment, habituellement 10 %. Enfin, des limites peuvent être placées sur la distance maximale possible entre une voiture et l'ouverture la plus proche.

### 16.2.2 Essais antérieurs à 1990

On trouve dans la littérature plusieurs essais au cours desquels l'incendie d'une voiture a été provoqué puis observé scientifiquement.

En Grande-Bretagne, 3 essais ont été exécutés dans un compartiment à façades ouvertes construit spécialement pour l'occasion et pouvant contenir 9 voitures [BU68]. Dans aucun des essais, on n'a observé la propagation du feu d'une voiture vers les autres.

Au Japon, la compagnie Nippon Steel a réalisé 5 essais dans différentes conditions de ventilation, mais la seule trace de ces essais serait, à notre connaissance, un film documentaire [NI70]. Les températures mesurées dans les éléments en acier non protégé n'auraient pas dépassé 245°C.

Aux Etats-Unis, à Scranton, Pennsylvanie, l'American Iron and Steel Institute a sponsorisé un essai qui a eu lieu dans un parking ouvert réel, sans interruption de l'activité aux niveaux autres que celui du test [GE73]. L'incendie limité à l'une des voitures n'a pas entraîné l'embrassement des deux véhicules placés de part et d'autre. Une combustion lente fut néanmoins découverte dans un des véhicules voisins, après que l'incendie de la voiture centrale se soit éteint. Les températures mesurées dans les poutres en acier n'ont pas dépassé 226°C.

En Australie, deux essais furent effectués dans un compartiment avec façades ouvertes spécialement construit [BE87]. Lors du premier, il n'y a pas eu de transmission de l'incendie d'une voiture à l'autre mais, lors du second, le feu s'est communiqué après 14 minutes à une voiture voisine, et après 35 minutes à la voiture située de l'autre côté. Malgré cela, la température n'a pas dépassé 340°C dans les poutres. Lors de ce test, le véhicule auquel on a mis le feu était équipé d'un réservoir de L.P.G., ce qui n'a créé aucun problème particulier. Le caractère sûr de ce type de réservoir a été confirmé lors d'un incendie très violent qui a eu lieu au Pays-Bas dans un entrepôt d'autobus. Plusieurs de ces véhicules étaient équipés chacun de 8 réservoirs à gaz. Sous les carcasses des bus complètement détruits, les réservoirs à gaz étaient toujours bien attachés au châssis et, à défaut d'être tout-à-fait intacts, ils n'avaient pas explosé.

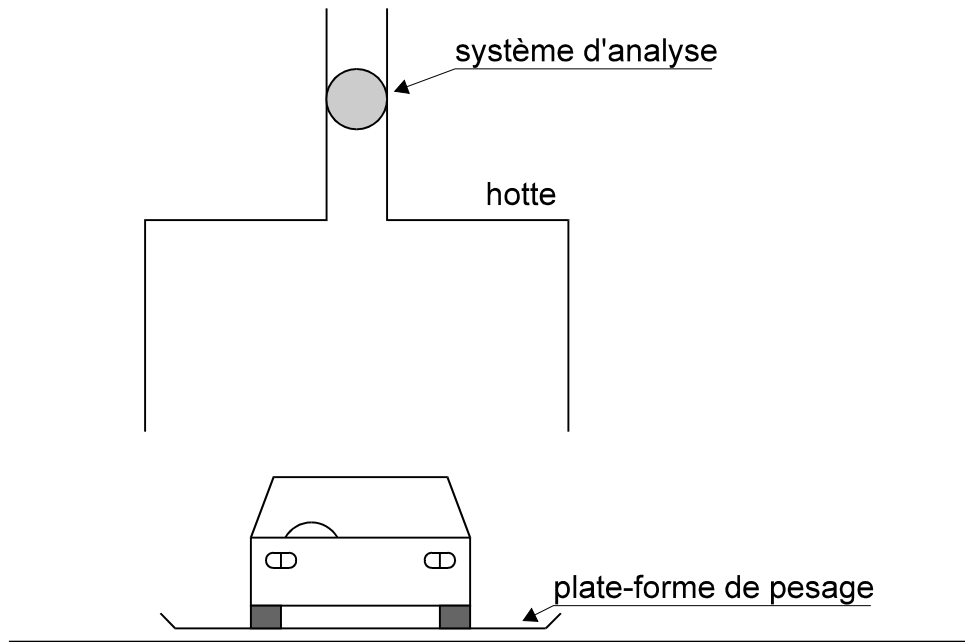
L'ensemble de ces essais est intéressant mais il ne permet pas de dégager de conclusion définitive car les mesures expérimentales se limitaient à des températures dans l'air ou sur des éléments en acier. Aucun modèle ne permettait d'étendre les résultats et de prédire le comportement de la structure à d'autres situations, pour n'importe quelle position du véhicule incendié, par rapport aux ouvertures ou aux éléments de structure, pour n'importe quel nombre de voitures concerné par l'incendie, pour n'importe quel type de structure, n'importe quel taux de chargement de celle-ci, etc. L'impression générale est que l'incendie des voitures ne pose pas un risque majeur pour la structure des parkings ouverts. Cette impression est d'ailleurs confirmée par toutes les études statistiques portant sur les incendies effectivement survenus dans la réalité. Il faut cependant plus que des impressions pour forger une argumentation et présenter aux autorités un modèle basé scientifiquement.

### 16.2.3 Essais finlandais (1990)

En 1990, trois essais ont eu lieu en Finlande, au V.T.T. [MA94a]. Chaque essai concernait une seule voiture. Le tableau 16.1 donne, pour chaque test, le type de la voiture ainsi que sa masse. Les masses données comprennent 30 litres de carburant et une roue de secours présente dans le coffre. Le but de ces essais était la détermination de la courbe



d'évolution de la puissance dégagée par l'incendie d'une voiture, le *Rate of Heat Release*, ou RHR.



**Fig. 16.1 : Dispositif d'essai du V.T.T.**

La figure 16.1 donne une idée du dispositif expérimental mis en oeuvre. La voiture est placée sur une plate-forme de pesage construite de manière à retenir du carburant qui s'échapperait ou des parties qui tomberaient de la voiture au cours de l'essai. Grâce à ce dispositif, il est possible de suivre l'évolution du taux de pyrolyse. En multipliant ce taux de pyrolyse par une chaleur de combustion moyenne, on obtient une première estimation du RHR. Le tableau 16.1 donne, pour chaque essai, la masse totale consommée. Tous les gaz de combustion sont collectés par une hotte et leur composition chimique est analysée, notamment la diminution de la concentration en oxygène et la production de CO et CO<sub>2</sub>. Le CO est produit en condition *air controlled*, comme cela peut être le cas dans l'habitacle. Le CO<sub>2</sub> est produit en condition *fuel controlled*, par la combustion des pneus par exemple. La quantité de gaz carbonique produite par unité de temps permet le calcul de la puissance dégagée par l'incendie, *oxygen depletion measurement* [PA84]. Si on écriète les diagrammes obtenus des pics de valeur très élevés qui ne se sont maintenus que quelques secondes, on obtient des puissances dégagées maximales de l'ordre de 1 MW. La durée durant laquelle la puissance dégagée était supérieure à 1 MW est de l'ordre de 20 minutes, voit tableau 16.1. Les énergies dissipées étaient de l'ordre de 3 à 4 GJ, ce qui, étant donné les masses consommées, donne des chaleurs de combustion moyennes de l'ordre de 22 MJ/kg.

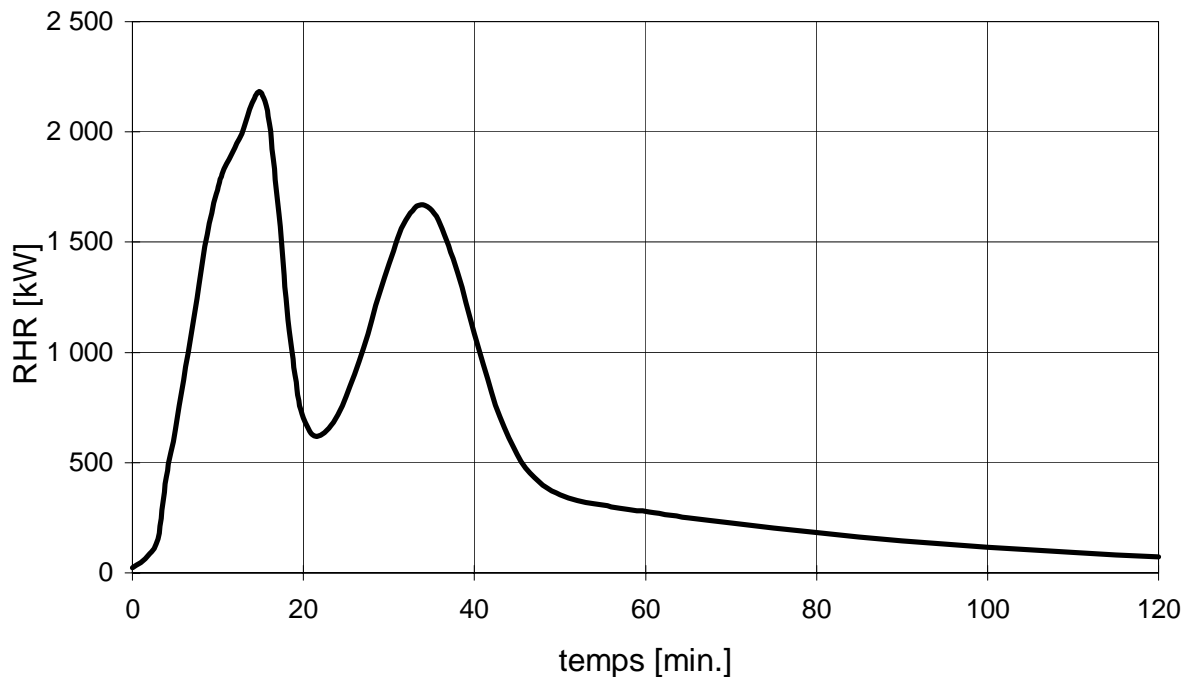
Test	1	2	3
Type	Fort Taunus 1.6	Datsun 160 J Sedan	Datsun 180 B Sedan
Masse initiale	1020 kg	948 kg	1132 kg
Masse consommée	141 kg	143 kg	176 kg
Puissance max.	1.4 MW	1.7 MW	1.8 W
Durée à 1 MW	22 min.	23 min.	20 min.
Energie	3.3 GJ	3.0 GJ	3.9 GJ
Chaleur de combustion	23 MJ/kg	21 MJ/kg	22 MJ/kg

**Tableau 16.1 : Paramètres des essais finlandais**

#### 16.2.4 Utilisation des résultats

A la suite de ces essais, un modèle mathématique d'une voiture incendiée a été développé, [MA94b]. Les principales caractéristiques en sont les suivantes :

- Energie totale = 4 GJ.
- Division du foyer en deux sources distinctes, situées à 0.3 m du sol et distantes horizontalement de 2 m. La première source représente les flammes qui s'échappent du pare brise, du moteur et des pneus avants. La seconde représente les flammes qui proviennent de la lunette arrière, du coffre, des pneus arrières et du carburant.
- Décalage dans le temps entre le plein développement des deux sources. La courbe du RHR présente une forme caractéristique en dos de chameau, *camel back*, comme le montre la figure 16.2. L'expression mathématique de cette courbe est la somme d'une courbe de Boltzmann et de trois courbes de Gauss.



**Fig. 16.2 : Courbe du RHR de calcul tirée des essais finlandais**

A partir des mesures de flux radiatifs, il a été estimé que le temps qui s'écoulerait avant que l'incendie ne se communique à une voiture voisine serait de 15 minutes. Dans la note 75 de la C.E.C.M. [EC93], on postule aussi que l'incendie ne se communique que d'un côté à une des voitures voisines et que, par la suite, il ne se communiquera pas à la troisième voiture. Cette hypothèse est justifiée par le fait que *"les bâtiments avec parking sont situés dans des zones peuplées et les sapeurs-pompiers seront alertés en cas d'incendie"*.

Ce modèle de voiture incendiée peut être utilisé dans n'importe quel type de parking. Dans la note de la C.E.C.M., on a appliqué deux scénarios d'incendie possibles au cas d'une structure représentative. Celle-ci est un cadre formé de colonnes en acier et de poutres mixtes non protégées. Le premier scénario envisage l'incendie d'une voiture dans l'allée de roulage, c'est-à-dire à mi-travée des poutres. Le second scénario envisage l'incendie de deux voitures situées de part et d'autre d'une poutre, près d'une colonne intérieure.

Les températures dans le compartiment ont été calculées à l'aide du code CFD PHOENICS et à l'aide de la formule mathématique d'Alpert [AL72]. Les températures dans la structure ont été calculées à l'aide des programmes CEFICOSS et du programme TASEF de Wickström, ce qui a permis de constater la bonne concordance entre les résultats obtenus. Le comportement statique sous températures croissantes a été simulé à l'aide de CEFICOSS et du programme SISMEF du C.T.I.C.M.. Le flambement hors plan des colonnes, dont la température ne s'élève pratiquement pas, a été étudié à l'aide du programme FINELG développé par le département MSM de l'Université de Liège.

---

Sur base de ces calculs, il est conclu dans la note 75 de la C.E.C.M. que l'incendie dans un parking ouvert ne donne pas lieu à la ruine de la structure et que la structure portante peut être constituée d'éléments en acier protégé, à condition que les poutres et la dalle de béton travaillent ensemble comme une section mixte.

A titre d'exemple d'application de ces travaux, l'ajout de deux niveaux supplémentaires au parking voyageur de l'aéroport de Zaventem a été rendu possible par l'utilisation de colonnes en acier et poutres mixtes acier-béton. Des calculs réalisés à l'aide du programme CEFICOSS dans les hypothèses décrites ci-dessus ont permis, pour la première fois en Belgique, la réalisation de la charpente métallique d'un parking ouvert sans aucune protection thermique.

#### 16.2.5 Remarques et commentaires

Il apparaît comme une confusion entre deux réalités différentes dans le fait de limiter le scénario d'incendie à deux voitures seulement parce que l'intervention des sapeurs-pompiers est supposée survenir moins de 30 minutes après le début de l'incendie. Il serait plus logique de développer un modèle théorique d'incendie qui se développe en l'absence de toute intervention (on parle en anglais de *undisturbed fire*) et d'y ajouter suivant le cas l'influence d'une intervention, soit humaine du fait des sapeurs-pompiers, soit automatique du fait d'un système de sprinkler. On pourrait ainsi, dans certains cas, valoriser la présence éventuelle de systèmes de détection, d'extinction automatique, ou la proximité d'un corps de pompiers et, pourquoi pas, se limiter à l'incendie d'une seule voiture. A l'inverse, on pourrait se baser sur un scénario plus sévère dans d'autres cas. Bien entendu, les résultats des essais finlandais pourraient directement être utilisés dans cette optique, au lieu de l'hypothèse rigide des deux voitures incendiées. Ce n'est plus une question de manque de données, c'est une question de philosophie dans l'approche de la sécurité incendie.

Dans les essais du V.T.T., aucune paroi verticale ne se trouve à proximité du véhicule incendié, alors que cette situation pourrait se présenter dans la réalité. Dans ce cas, la paroi en question s'échaufferait du fait de l'incendie et sa surface rayonnerait de l'énergie en retour vers le véhicule en feu. Dans quelle mesure cette sorte de réflexion de l'énergie accélérerait-elle le développement de l'incendie ?

Du fait que, lors des essais, la fumée s'élevait dans la hotte et était évacuée au fur et à mesure de sa production, il n'y avait pas accumulation de gaz chaud sous le plafond, ce qui se produira toujours dans la réalité. Dans quelle mesure le confinement apporté par une surface horizontale interférerait-il avec le développement de l'incendie ?

La présence du plafond a une autre conséquence si l'incendie survient à proximité d'une paroi verticale. Le flux d'air chaud qui peut s'évacuer horizontalement dans toutes les directions s'il n'y a pas de mur à proximité ne pourra plus s'écouler que dans un angle de 180°C en présence d'une paroi. La paroi va jouer pour l'écoulement des gaz le rôle d'un plan de symétrie, de sorte que les poutres baignant dans les flammes ou dans le flux des gaz chauds

subiront une attaque thermique semblable à celle que produirait un incendie d'une puissance double de celle de l'incendie réel.

La question la plus importante concernant les trois essais réalisés en 1990 porte sur la représentativité des véhicules utilisés. Tous trois, en effet, dataient de la fin des années 70 et la construction automobile a subi une évolution importante depuis lors. La masse moyenne des voitures a eu tendance à augmenter sous l'effet de la généralisation de plus en plus poussée de dispositifs et équipements divers : direction assistée, vitres électriques, air conditionné, système de freinage autobloquant, airbag, barres de protection latérales, verrouillage central, etc. Certains de ces équipements accroissent la charge au feu des véhicules. Si les modèles de base encore courants dans les années 70, du type Citroën 2 CV, Mini Cooper ou Coccinelle, étaient assez rudimentaires et surtout constitués d'acier et de verre, les modèles de base des années 90 sont souvent proposés avec un certain équipement. Le niveau d'équipement des voitures moyennes ou familiales s'est accru de manière générale dans toutes les marques. Certaines parties de carrosserie qui avaient toujours été réalisées en acier sont parfois remplacées par des pièces en matière plastique. C'est le cas, notamment, des pare-chocs. Cela a certainement une incidence sur l'énergie totale dissipée lors de l'incendie d'une voiture, mais aussi sur la vitesse à laquelle elle se dégage et, peut-être, sur la propagation du feu d'une voiture à l'autre. La pièce dont la fabrication à l'aide de matière plastique risque d'avoir le plus d'influence sur le développement de l'incendie est sans conteste le réservoir d'essence, or, les trois voitures testées en Finlande avaient encore un réservoir métallique. Dans un des essais, la fusion d'une conduite en plastique à la sortie du réservoir a permis à l'essence de s'écouler sur le sol où elle s'est consumée assez rapidement. Dans les deux autres essais, l'essence s'est consumée à l'orifice de remplissage, formant une petite torche qui a brûlé durant 80 minutes. Dans aucun cas, il n'y a eu explosion du réservoir comme, d'ailleurs, dans aucun des essais rapportés dans la littérature. Avec un réservoir en plastique, on peut craindre le moment où la rupture du réservoir amène soudainement plusieurs dizaines de litres d'essence à l'air libre, répandus sur une certaine surface au sol et se consumant donc à grande vitesse. La puissance ainsi libérée serait très élevée car la chaleur calorifique de l'essence est importante, de l'ordre de 40 MJ/kg, contre 12 à 16 MJ/kg pour le bois. La nature de l'incendie serait aussi totalement modifiée. Les deux bosses de la courbe en dos de chameau de la figure 16.2, dues au décalage temporel entre la combustion de l'avant et de l'arrière de la voiture, seraient-elles encore séparées si l'incendie pouvait s'étendre en quelques secondes sous toute la surface de la voiture ? Et qu'en serait-il de la transmission d'une voiture aux autres ?

En plus des questions déjà évoquées se pose celle de savoir si les résultats obtenus peuvent être utilisés tels quels dans le cas de parking où les façades ne sont pas ouvertes. On parle dans ce cas de parking fermé. Ne peut-on pas espérer que le manque d'oxygène après une certaine durée d'incendie ne place le foyer en situation *air controlled* et ne limite donc la puissance dégagée ? A l'inverse, l'accumulation des gaz chauds ne va-t-elle pas avoir un effet défavorable sur la structure.

---

Les essais décrits au paragraphe suivant avaient pour but d'apporter des réponses à toutes ces questions.

### 16.3 Parkings fermés

Si une solution assez bien argumentée avait pu être trouvée pour les parkings à façades ouvertes, celle-ci ne pouvait être utilisée telle quelle pour les parkings fermés à cause des remarques expliquées au paragraphe précédent. Une recherche européenne s'est donc mise en route sous l'égide de la CECA afin d'analyser cette question. Sous la coordination de la société ARBED, le service des Ponts et Charpentes a participé activement à ces travaux ainsi que le T.N.O. aux Pays-Bas, LABEIN en Espagne et le C.T.I.C.M. en France. Les buts fixés étaient la détermination expérimentale de la courbe RHR correspondant à l'incendie d'une voiture dans un parking fermé, la définition d'une méthode de calcul basée sur cette courbe et permettant l'évaluation de la résistance au feu de la structure et, si possible, la formulation de recommandations en terme d'exigence ou de système constructif permettant de garantir la sécurité incendie de ce type de bâtiment. Les paragraphes suivants reprennent quelques uns des points les plus importants de cette étude.

#### 16.3.1 Etudes préliminaires

##### 16.3.1.1 Calcul C.F.D.

Afin d'appréhender le problème, une simulation d'un cas typique a été menée à l'aide de deux programmes CFD, le programme VESTA, développé au T.N.O., et le programme commercial FLUENT que possède LABEIN. La vue en plan d'un niveau est rectangulaire et ses côtés mesurent 50 et 31 mètres. La hauteur sous plafond est de 2,65 m. Les parois sont en béton et le plafond est supporté par des poutres en acier non protégées de type IPE 600. On suppose la présence de 8 ouvertures de 1.50 mètre de largeur et de 0.40 mètre de hauteur, deux dans chaque mur, une en partie basse et l'autre en partie haute. La surface totale des ouvertures, 4.80 m<sup>2</sup>, correspond ainsi à peu près aux 0.06 m<sup>2</sup> d'ouverture qui sont exigés pour chaque emplacement disponible, 72 emplacements dans ce cas, afin d'éviter une trop grande accumulation de gaz carbonique dans le parking. Il s'agit donc de la ventilation naturelle minimum qu'on est sûr de rencontrer dans tous les cas. Le scénario d'incendie met en jeu une voiture qui brûle dans un coin du local, juste sous une poutre en acier. Le compartiment est modélisé par 41.000 cellules d'un volume moyen de 0.10 m<sup>3</sup>. On utilise 64 directions pour le calcul suivant le modèle de Fussegi du rayonnement dans le milieu participant. Chaque ouverture, de taille relativement petite, est représentée par une condition de Bernoulli sur une face d'un volume élémentaire. Les poutres en double té sont idéalisées par des sections rectangulaires de même hauteur et de même massivité thermique. Pour représenter l'incendie, on utilise le modèle à deux sources en forme de dos de chameau issus des essais du V.T.T.. On a bien conscience que, in fine, on espère aboutir à une autre courbe mais, dans un premier

temps, on utilise la seule information expérimentale disponible. La simulation réalisée permet malgré tout de dégager les conclusions qualitatives suivantes :

- les effets de l'incendie sont très localisés. Les températures des gaz chutent très rapidement dès qu'on s'éloigne du foyer de quelques mètres;
- les poutres fonctionnent réellement comme des rideaux de fumée, divisant l'espace supérieur du compartiment en cantons de fumée. La propagation des fumées perpendiculairement aux poutres est beaucoup plus lente que parallèlement aux poutres;
- l'absorption d'énergie thermique par les murs et le plafond est considérable;
- la visibilité d'objets bien éclairés est inférieure à 15 m dans la plus grande partie du compartiment. La ventilation naturelle n'est pas suffisante dans cet exemple pour maintenir une couche inférieure d'air non vicié. Après 10 minutes, les flux dans les ouvertures sont tels que, en moyenne, le volume d'air du local est renouvelé 0.9 fois par heure.

La dernière conclusion sur la visibilité et la disparition de la zone inférieure d'air frais doit toutefois être nuancée par le fait que, avec le modèle FLUENT, une stratification beaucoup plus marquée apparaît à condition de tenir compte de l'effet des forces de poussées gravitationnelles sur le modèle de turbulence. Les forces hydrostatiques réduisent en effet l'énergie cinétique des courants turbulents et diminuent donc ainsi le mélange entre air chaud et air frais. Ceci illustre l'un des problèmes les plus sérieux des modèles CFD déjà mentionné précédemment : la nature des résultats est tellement sensible à toute une série de facteurs et de décisions laissés à l'appréciation de l'utilisateur qu'il est toujours possible de reproduire à peu près correctement les résultats d'un essai qui a eu lieu mais qu'en revanche les prédictions concernant un événement futur sont affectées d'un degré non négligeable d'incertitude.

Dans une deuxième simulation, on impose une ventilation forcée de 12 000 m<sup>3</sup> par heure, soit un taux de renouvellement de l'air de 3 volumes par heure. On observe alors une certaine diminution de la température maximale au voisinage de la poutre ; de 630°C avec ventilation naturelle, cette température passe à 500°C lorsque la ventilation est forcée.

Ces deux simulations tendent à montrer que la ventilation qui est normalement prévue dans les parkings fermés pour y limiter la teneur en gaz carbonique n'est pas suffisante pour y créer, lors d'un incendie, les mêmes conditions que dans un parking ouvert. Cela est d'autant plus vrai que, en plus du problème des débits, on notera que les systèmes de ventilation forcée récoltent normalement le CO au niveau du sol alors que, lors d'un incendie, c'est au niveau du plafond qu'il faut extraire les gaz chauds.

### 16.3.1.2 Données statistiques

La question de la propagation du feu d'une voiture à l'autre est évidemment essentielle car l'énergie totale dégagée est proportionnelle au nombre de véhicules concernés par l'incendie. Il a donc été prévu d'effectuer un certain nombre d'essais mettant en jeu deux voitures placées côte-à-côte. Dans un mode de propagation horizontal, la distance qui sépare le véhicule où l'incendie se déclare des véhicules voisins peut jouer un rôle important. Pour déterminer la distance qui séparerait les véhicules lors des essais, une étude statistique a été

entreprise dans 15 parkings de Belgique, d'Espagne, de Hollande et du Luxembourg. Un total de 1 500 mesures d'écartement fut relevé. Une mesure n'est prise en compte que si elle concerne deux véhicules situés dans des emplacements voisins. Les emplacements inoccupés ne donnent pas lieu à une mesure.

La valeur moyenne pour les 1 500 mesures est de 71.6 cm. Comme certaines équipes ont collecté un plus grand nombre de mesures dans chaque parking, il est préférable de s'intéresser à la moyenne des 15 valeurs moyennes calculées dans chaque parking. Sinon, on donne une importance imméritée aux parkings dans lesquels un plus grand nombre de mesures ont été effectuées. Le fait qu'une équipe y ait consacré un plus grand nombre d'heures ne donne pas à un parking un caractère plus représentatif. La moyenne des 15 valeurs moyennes d'écartements se situe à 78.1 cm.

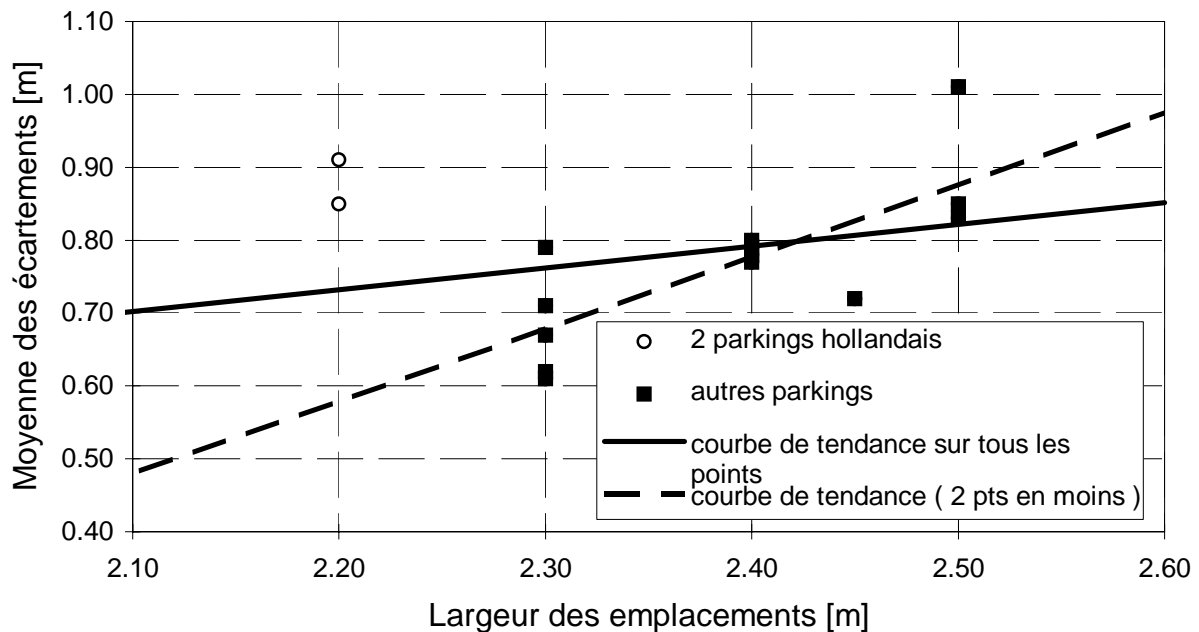


Fig. 16.3 : Ecartements moyens par parking

La figure 16.3 montre la relation, pour chaque parking, entre la largeur des emplacements et l'écartement moyen observé. La courbe de tendance linéaire construite sur tous les points montre une corrélation beaucoup plus faible que ce qu'on pourrait prévoir. Cela est dû à l'influence de deux points correspondant à deux parkings situés dans la ville de Zoetermeer aux Pays-Bas dans lesquels les écartements observés sont importants alors que la largeur des emplacements est seulement de 2.20 mètres. Si on écarte ces deux points, la courbe de tendance linéaire correspond presque exactement à l'équation suivante :

$$d = e + 1.58 \quad (16.1)$$

avec  $d$  largeur des emplacements (en mètres) et  
 $e$  écartement moyen entre les véhicules.



L'équation 16.1 correspond bien à ce qu'on s'attendrait à trouver si on attribue à la constante de 1.58 mètres le rôle de la largeur moyenne des véhicules. Quels arguments pourraient justifier le fait d'écarter les deux résultats dérangeants ? Le nombre de mesures, 38 pour l'un et 62 pour l'autre, semble statistiquement significatif. Il semble en outre impossible que les 99 utilisateurs de ces deux parkings possèdent des véhicules dont la largeur moyenne serait de  $2.20 \text{ m} - 0.90 \text{ m} = 1.30 \text{ m}$ , voir figure 16.3. La probabilité que toutes les mesures d'écartement aient été entachées d'une erreur systématique de 30 cm semble aussi assez faible. Par contre, la mesure de la largeur des emplacements peut facilement donner lieu à une erreur si, par exemple, on n'effectue qu'une seule mesure à un emplacement qui serait plus étroit que tous les autres, ou, plus facilement encore, si la valeur transcrite de manière manuscrite par la personne qui a effectué les relèvements est mal lue par la personne qui interprète et analyse les résultats. Comme il n'a pas encore pu être confirmé de manière formelle qu'une erreur a été commise concernant les deux résultats litigieux, il est difficile de les écarter.

Les deux conclusions de cette étude sont les suivantes :

1. La distance moyenne séparant deux voitures parkées côte-à-côte est de l'ordre de 70 à 80 cm. Cette information a été utilisée pour la disposition à adopter lors des essais.
2. Il ne semble pas possible, sous réserve de vérifications à effectuer, de donner une prime à la largeur des emplacements en ce qui concerne le temps de propagation de l'incendie d'une voiture à l'autre. Cette conclusion sera d'ailleurs confirmée par d'autres observations expérimentales.

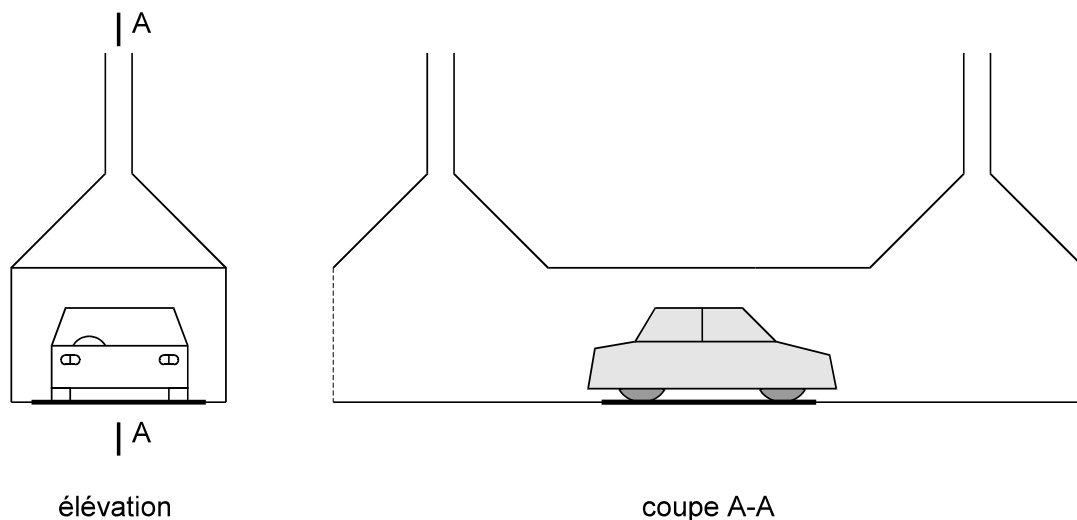
### 16.3.1.3 Essais disponibles dans la littérature

Deux séries d'essais ont eu lieu en Suisse dans un parking souterrain [SA69], puis dans un parking fermé [BU70]. Les conclusions reprennent les faibles températures observées, la faible probabilité d'une propagation, le bon fonctionnement des systèmes d'alarme et de sprinklage, et le caractère dangereux des fumées denses générées par l'incendie. La date de fabrication des véhicules utilisés empêche d'accorder à ces conclusions une valeur autre qu'indicative.

Deux séries d'essais intéressants ont eu lieu au BHP Melbourne Research Laboratories en 1985 [BE87] et 1988 [BE89]. Dans la première série, on a surtout observé le caractère efficace des systèmes de sprinklage pour empêcher le développement et la propagation de l'incendie. En l'absence de système d'extinction automatique, la propagation n'a pas eu lieu dans certains cas, mais bien lors de deux essais où des véhicules plus récents furent utilisés.

Deux essais ont été menés par le B.R.E. pour le compte du Channel Tunnel Safety Unit dans le cadre de la réalisation du tunnel ferroviaire sous la manche [SP95]. Le premier véhicule incendié était une Austin Maestro de 1982 et le second une Citroën BX de 1986. Contrairement aux essais du V.T.T., les voitures étaient entourées, par le dessus et sur les deux côtés longitudinaux, de parois métalliques isolées à l'extérieur, voir figure 16.4. Contrairement à la situation qui pourrait prévaloir dans un parking fermé, l'air frais était

disponible en abondance. La première voiture a brûlé durant 17 minutes avec des pointes de l'énergie dissipée s'élevant à 7.5 MW et des températures maximales dans l'air de 1250°C. La deuxième voiture a brûlé durant 57 minutes avec une énergie maximale de 4.5 MW et des températures dans l'air de 1125°C. La différence de durée peut s'expliquer par le fait que, pour le premier essai, l'incendie a été allumé dans l'habitacle alors que, pour le second, il a été allumé sous le moteur. La conjonction dans ces essais d'une combustion rapide grâce à l'apport d'air illimité et de trois parois voisines confinant l'énergie contribue à créer des conditions parmi les plus sévères possibles.

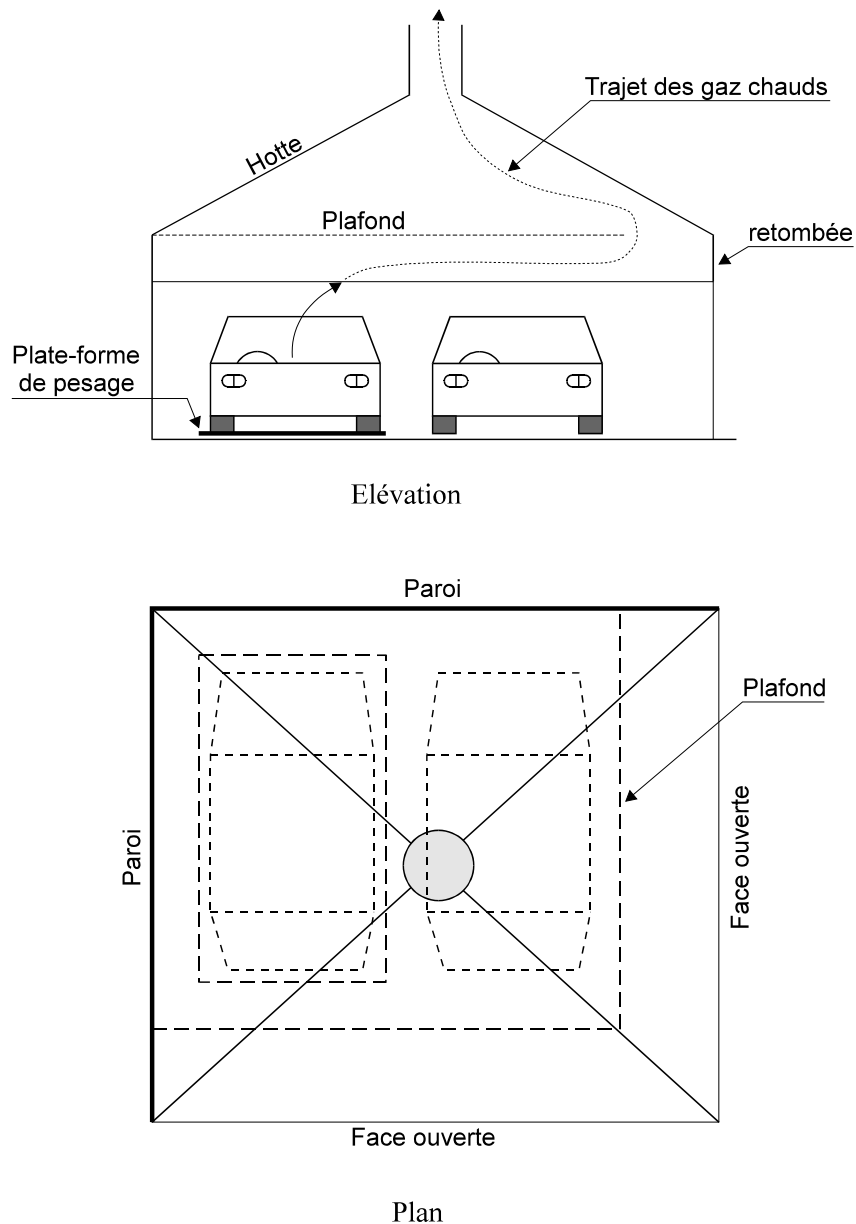


**Fig. 16.4 : Principe des essais britanniques**

### 16.3.2 Essais du C.T.I.C.M.

La possibilité s'est présentée de réaliser une série de nouveaux essais de laboratoire simulant l'incendie de voitures dans un parking fermé, dans le cadre de la recherche "*Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in closed car parks*" financée par la Commission Européenne. Ces essais ont été menés à la station du C.T.I.C.M. de Maizières les Metz. Au total, 8 essais ont eu lieu entre janvier 1995 et juillet 1996.

Le dispositif expérimental occupe une surface au sol de 5 m x 5 m, ce qui représente deux emplacements. Dans tous les cas, un plafond est disposé au-dessus de la, ou des deux voitures testées. La distance entre le sol et le plafond était de 2.3 m pour les deux premiers essais et de 2.6 m pour les 6 essais suivants. Dans les 5 premiers essais, deux parois verticales ferment la zone d'essais, qui représente alors le coin d'un parking réel de plus grande dimension, voir figure 16.5.



**16.5 : Configuration schématique pour les essais 1 à 5**

La hotte est de dimensions plus grandes que le plafond et des retombées métalliques doivent garantir que les gaz de combustion sont bien récoltés par la hotte et ne s'échappent pas dans l'environnement par les deux faces ouvertes. Lors du sixième essai, on a limité l'apport d'air autant que possible en délimitant la zone d'essai par 4 parois ne comprenant qu'une seule ouverture de 1.90 m x 0.55 m. Cette configuration représente le cas d'un parking de faibles dimensions et très peu ventilé. Pour les deux derniers essais, seule la paroi arrière, perpendiculaire à l'axe de la voiture, a été maintenue, ce qui représente le cas d'une voiture garée face à une façades du local, mais pas dans un coin. Le tableau 16.2 reprend les principales caractéristiques des essais.

Test	Véhicule 1		Véhicule 2		Nombre de parois
	Type	Masse [kg]	Type	Masse [kg]	
1	Mazda 323	820	Talbot Solara	?	2
2	Renault 18	951	-	-	2
3	Renault 5	757	-	-	2
4	Renault 18	955	-	-	2
5	BMW	1150	Renault 5	736	2
6	Citroën BX	870	Peugeot 305	1073	4
7	Moyenne	1303	-	-	1
8	Petite	830	-	-	1

**Tableau 16.2 : Caractéristiques des essais de Maizières**

Le type des voitures utilisées pour les deux derniers essais est confidentiel car la firme qui a accepté de fournir plusieurs véhicules neufs pour cette campagne d'essais a craint que la conclusion éventuelle d'un risque incendie plus sévère que ce qui était admis jusqu'ici ne soit attachée qu'aux voitures de cette firme et n'en donne une mauvaise image de marque. Les voitures non identifiées au tableau II ont été construites en 1995. Les autres véhicules dataient des années 80.

Pour ces essais, les conditions de confinement et de ventilation ont été estimées à l'aide de modèles numériques à deux zones, voir chapitre 15, de façon à correspondre au mieux à la situation réelle que chaque essai est sensé représenter. Il s'agit évidemment d'un processus itératif puisque les essais ont pour but la détermination de la courbe de RHR, et que cette courbe ne peut être connue qu'après les essais. Pour les premiers essais, on a donc utilisé les résultats du VTT puis, au fur et à mesure du déroulement de la campagne d'essais en cours, on a intégré progressivement les résultats obtenus.

Lors de chaque essai, on a mesuré le taux de pyrolyse de la première voiture incendiée, la courbe d'énergie dégagée, les températures des gaz à divers endroits, les températures atteintes par des profilés métalliques disposés à proximité des voitures, ainsi que des flux radiatifs. Les résultats détaillés sont repris dans les divers rapports techniques rédigés par D. Joyeux, [JO95] et [JO96], et on en trouve un résumé dans le rapport final de la recherche en question [SC96e]. Le tableau 16.3 reprend quelques unes des principales valeurs résultant des essais.

Test	Energie [GJ]	Maximum RHR [MW]	Perte massique [kg]	Durée [min]	Propagation [min]	T <sub>max</sub> gaz [°C]	T <sub>max</sub> acier [°C]
1	5.0	3.5	136	60	12	1220	611
2	?	?	185	50	-	1330	716
3	2.1	3.5	138	32	-	1100	367
4	3.1	2.2	145	55	(29)	1062	570
5	?	10	198	60	9	1348	937
6	8.5	1.7	250	140	12	1214	847
7	6.7	8.3	275	60	-	1280	595
8	4.1	4.1	184	55	(19)	1080	433

**Tableau 16.3 : Principaux résultats des essais de Maizières**

Lors de l'essai numéro 2, une partie importante des gaz de combustion s'est échappée par les faces ouvertes du dispositif d'essai et n'a pas été collectée par la hotte. Il n'existe donc pas de mesure fiable de l'énergie dégagée pour cet essai. Lors de l'essai numéro 5, la mesure de la puissance dissipée a été enregistrée durant les 20 premières minutes de l'essai, après quoi la sévérité de l'incendie n'a pu être supportée par le dispositif de mesure.

La durée moyenne nécessaire à la combustion d'une voiture est de l'ordre de 50 à 60 minutes sauf dans le cas de l'essai 3, qui mettait en jeu un modèle de voiture parmi les plus petites, et dans le cas de l'essai 6 qui a duré plus de deux heures à cause du régime *ventilation controlled* qui y avait été établi. Les calculs numériques par les modèles à deux zones ou par les modèles CFD montrent que ce régime ne peut s'établir que pour des compartiments de relativement faible volume, par exemple dans des petits parkings n'abritant que quelques voitures, et peu ventilés. Dans un parking abritant plusieurs dizaines de voitures et où, en condition normale d'utilisation, l'évacuation du CO est assurée par une ventilation naturelle ou forcée, le volume d'air initialement présent et le fait que cet air soit constamment renouvelé laisse peu d'espoir de voir la combustion ralentie de manière significative. Il sera donc préférable lors de l'établissement d'un modèle d'incendie dans un parking fermé, de postuler que la puissance dégagée est celle qui est régie par une situation *fuel controlled*.

La hauteur du compartiment joue un rôle sensible sur la température maximale atteinte dans les poutres en acier. Alors que les essais 2 et 4 ont été réalisés avec le même modèle de voiture, on relève une température maximale dans l'acier de 716°C si la hauteur sous plafond est de 2.30 m, mais seulement de 570°C si la hauteur est de 2.60 m. Il faut noter que les valeurs citées ici ne concernent la température que d'un seul point et non l'ensemble de la poutre. Il semble donc logique, lors de l'élaboration d'un modèle représentant l'action de l'incendie sur la structure, de donner une prime à la hauteur en ce qui concerne l'effet local. C'est ce que permet le modèle de Hasemi décrit au chapitre précédent. Dans l'évaluation de

---

l'effet global, la hauteur joue un rôle plus faible. L'effet de la hauteur ne peut jouer que sur la quantité d'air frais entraînée dans le panache. Comme le prédisent tous les modèles d'entraînement d'air, la quantité d'air frais entraînée vers la zone chaude est plus importante si la hauteur libre est plus grande. L'énergie dissipée sera donc répartie dans un plus grand volume et la température moyenne de la zone chaude en sera diminuée. Cet effet est pris en compte par les modèles numériques à deux zones, mais ignoré des modèles à une zone.

Dans l'essai numéro 5, l'incendie a été allumé dans une voiture assez lourde et la voiture située à côté était beaucoup plus petite. Durant les premières minutes de l'incendie, la petite voiture s'échauffe et emmagasine de l'énergie provenant du rayonnement latéral. Au moment où elle s'enflamme à son tour, la température déjà élevée de ses composants combustibles tels peinture, pneus et joints des vitres provoque un embrasement généralisé beaucoup plus rapide que si l'incendie était allumé initialement dans cette voiture. En d'autres termes, la courbe RHR produite par l'incendie intéressant une, puis deux voitures, ne peut pas être obtenue par la simple addition des deux courbes qu'on mesurerait sur deux incendies séparés. Cet effet de préchauffage doit être pris en compte par le modèle représentant l'incendie dans un parking.

Trois tests ont eu lieu avec deux voitures. Dans chaque cas, la première voiture incendiée était celle située le plus loin du chemin d'évacuation des fumées, de sorte que les gaz chauds passaient obligatoirement au-dessus du deuxième véhicule avant d'être récoltés par la hotte. Pour les 3 essais, la distance entre les deux voitures était de 70 cm. Les temps de propagation observés furent de 12, 9 et 12 minutes. Lors de l'essai numéro 4, un pneu déposé verticalement sur le sol s'est enflammé après 29 minutes. Lors du huitième essai, 4 pneus placés à 50, 75, 100 et 125 cm de la voiture se sont tous enflammés après quelques 20 minutes d'incendie, sans que l'ordre d'apparition des flammes ne corresponde d'ailleurs à l'ordre des distances ; certains pneus disposés plus loin se sont embrasés avant d'autres qui étaient situés plus près. Il s'agit là d'un second argument qui conduit à ne pas donner de prime à la largeur des emplacements, puisque le temps de propagation ne semble pas dépendre de manière très forte de la distance. Le premier argument, déjà discuté, était lié à la corrélation plus faible que prévu entre les écartements entre voitures et la largeur des emplacements. Ceci, bien entendu, n'est valable que si on considère des véhicules garés dans des emplacements contigus et pour lesquels la distance est comprise, dans 90 % des cas, entre 30 et 110 cm. On peut raisonnablement penser que si un emplacement libre sépare deux véhicules, portant leur distance à 2.50 mètres ou plus, il n'y aura alors pas de propagation. Il est cependant difficile d'intégrer dans un modèle des considérations probabilistes liées au taux d'occupation de chaque parking. D'abord, parce que ce taux varie d'un parking à l'autre et qu'il fluctue au cours du temps. Mais aussi, on remarque que, si un parking n'est qu'à moitié occupé, ce n'est pas pour autant qu'un emplacement occupé alterne avec un emplacement libre. Chaque conducteur se gare en effet systématiquement le plus près possible des points de sortie prévus pour les piétons, afin de réduire le plus possible la distance à parcourir à pied, et la majorité des véhicules se rassemblent ainsi côte-à-côte. Il est donc préférable de s'en tenir à un modèle d'emplacements voisins systématiquement occupés.

—

### 16.3.3 Essais du T.N.O.

Lors des essais du C.T.I.C.M., beaucoup de précautions avaient été prises et des efforts considérables entrepris pour que le montage reproduise au mieux les conditions d'un incendie qui se déroulerait dans un parking réel. Les solutions retenues sont cependant tributaires de certaines hypothèses de base que l'on formule explicitement ou qui sont implicitement comprises dans les modèles numériques. Des questions et des doutes demeurent toujours. Pour les essais du C.T.I.C.M., ceux-ci portaient essentiellement sur la bonne représentativité des parois utilisées. Celles-ci étaient en effet constituées de matériau plus léger et plus isolant que le béton normal. Elles absorbaient ainsi moins de chaleur mais s'échauffaient par contre beaucoup plus en surface, ce qui produit un rayonnement plus élevé que celui qui pourrait exister lors d'un incendie réel. Il a donc été décidé de profiter d'une occasion qui s'est présentée d'effectuer un essai dans un bâtiment réel.

De nombreux bâtiments de parking doivent en effet être détruits prochainement dans les environs de la ville d'Amsterdam. En mai 1996, le T.N.O. a pu procéder à un essai d'incendie réel dans un de ces parkings. Il s'agit d'une construction qui, initialement, était à façades ouvertes mais dont les ouvertures ont par la suite été partiellement obturées de vitrage pour y améliorer le confort. Il s'agit donc d'un parking "semi-fermé". Chaque niveau occupe une surface au sol de 55 m x 85 m et la hauteur sous plafond est de 3 mètres. La structure est en béton précontraint. Trois voitures ont été placées côte-à-côte au centre du parking, face à une paroi verticale en béton destinée à assurer la stabilité transversale du bâtiment. Les véhicules, fournis par les autorités locales, étaient de type Datsun Stanza, Ford Fiesta et Opel Rekord. Ils avaient tous au moins 10 ans d'âge. La Datsun, placée au milieu des deux autres, est celle où l'incendie a été allumé. Les distances entre voitures étaient de 50 cm d'un côté et de 70 cm de l'autre. Cet essai a permis de confirmer plusieurs des conclusions retirées des essais français.

- Tout d'abord, il n'est pas si aisé qu'on ne pourrait le croire d'incendier une voiture. A défaut de prendre certaines précautions, on est condamné à voir l'incendie allumé s'éteindre de lui-même. Il n'est pas nécessaire de s'étendre ici sur la manière de s'y prendre pour réussir.
- Ensuite, la propagation d'un véhicule à l'autre s'est effectivement produite ; après une dizaine de minutes pour la voiture située à 50 cm., après une quinzaine de minutes pour l'autre. Même si la majorité des incendies réels effectivement rapportés n'impliquent qu'un seul véhicule, il paraît difficile, au vu de tous les essais effectués, d'exclure, dans un modèle théorique, la propagation d'un véhicule à l'autre.
- Le caractère localisé de l'incendie a été bien mis en évidence par les mesures de température effectuées à divers endroits. Celles-ci chutent fortement dès qu'on s'éloigne du foyer, même au niveau de la zone chaude. De plus, les éclatements de la dalle de plafond sont limités à une zone juste au-dessus des voitures. Il faut cependant signaler que l'incendie a été arrêté par les sapeurs-pompiers après environ 18 minutes car la résistance au feu de la structure en béton précontraint n'avait pas été estimée et il fallait considérer la vie des nombreux observateurs sur place.
- Des mesures de rayonnement ont été prises au niveau de la carrosserie des deux voitures adjacentes, dans une portière faisant face au foyer initial ainsi que dans le toit, c'est-à-dire

face à la zone des gaz chauds. Ces mesures corroborent l'observation expérimentale que la propagation a bien lieu par rayonnement horizontal d'une voiture à l'autre (20 à 30 kW/m<sup>2</sup>) et non par l'intermédiaire de la couche chaude (5 kW/m<sup>2</sup>). Si ce n'était pas le cas, on pourrait craindre un embrasement quasi simultané de toutes les voitures présentes dans le parking. Lors de l'essai, on a d'ailleurs pu remarquer qu'une voiture de réserve, garée à une dizaine de mètres du foyer, ne subissait aucun dommage.

- Enfin, la stratification des gaz en deux couches était très marquée. Même vers la fin de l'essai, il était encore possible de se maintenir dans le parking sans appareil de respiration individuel, à condition de s'accroupir quelque peu.

#### 16.3.4 Courbe d'incendie pour le calcul

Le titre de ce paragraphe est la traduction de l'expression *design fire curve* qui est peut-être plus parlante. Sur base des observations décrites ci-dessus, et plus particulièrement sur base de l'essai n°7 du C.T.I.C.M., la courbe d'incendie reprise à la figure 16.6 est proposée pour représenter de manière schématique la puissance dégagée par l'incendie d'une voiture de construction récente et de masse moyenne correspondant, par exemple, à une familiale.

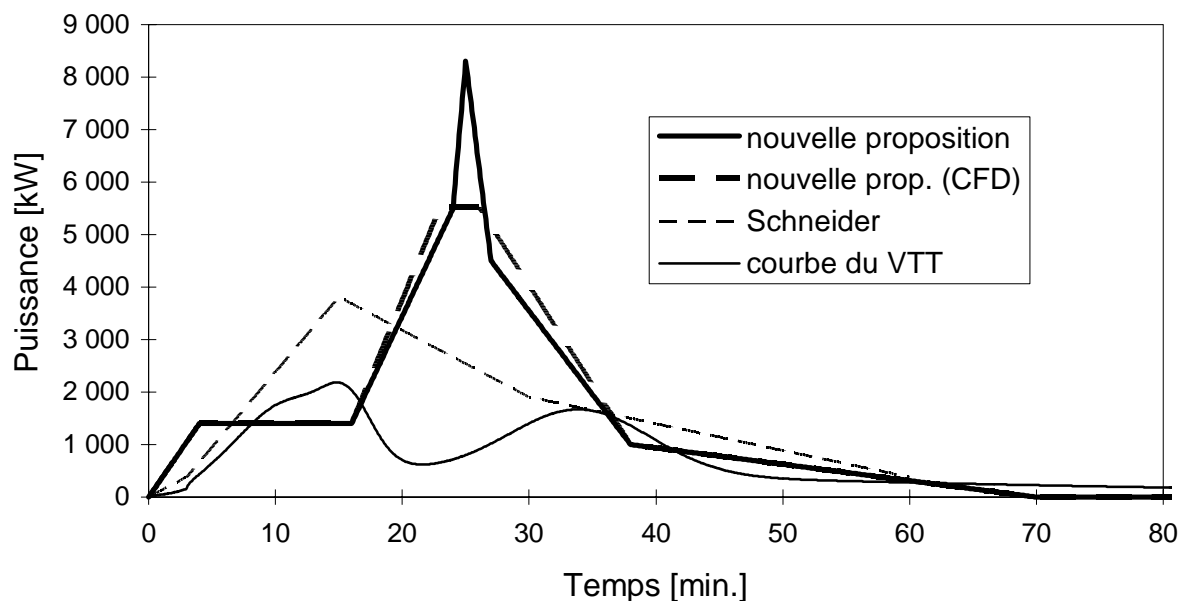


Fig. 16.7 : Courbes de RHR pour une voiture

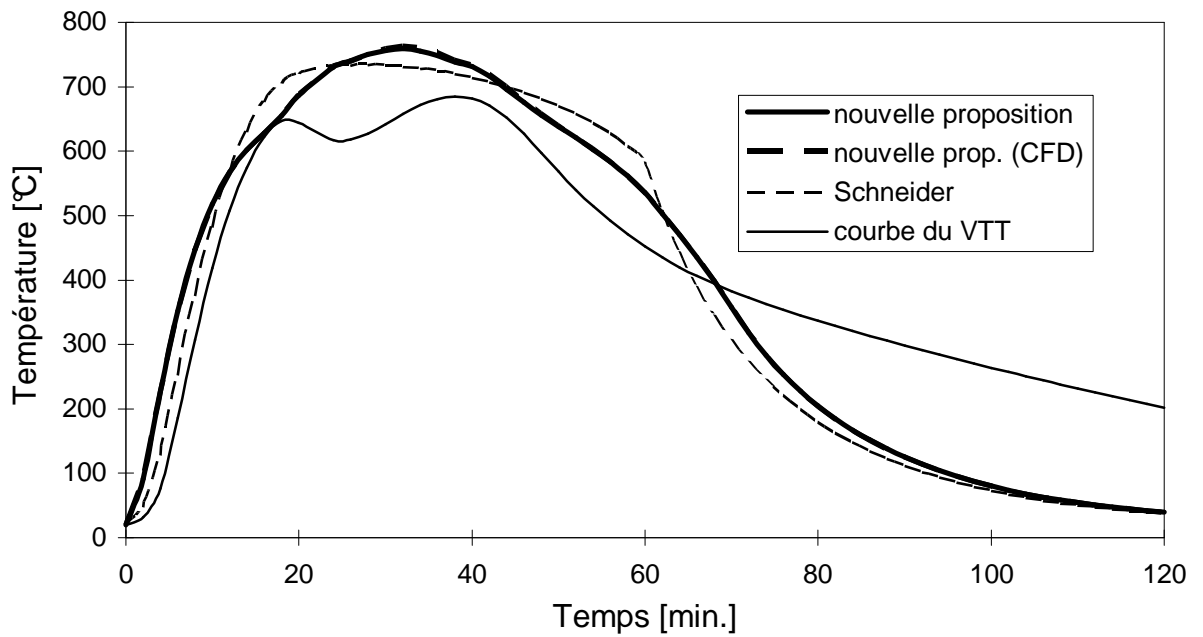


Si on compare, sur la figure 16.7, cette nouvelle proposition à la courbe issue des essais du VTT, on remarque d'abord que la forme est différente. La double bosse observée lors des essais sur voitures plus anciennes a fait place à un seul pic correspondant à la combustion plus rapide des matières de type plastique et du carburant. Ensuite, la valeur maximale est beaucoup plus élevée. De 2.2 MW dans l'ancienne proposition, elle passe ici à 8.3 MW. Cette valeur est cependant instantanée. Enfin, l'énergie totale dégagée a aussi augmenté. Elle était de 4 GJ et passe ici à 6.8 GJ. Il faut remarquer qu'une part non négligeable de l'énergie est libérée pour la courbe du VTT à un niveau de puissance très bas, mais durant assez longtemps, entre 1 heure et deux heures après le début de l'incendie. Si on se limite à la première heure, période durant laquelle la puissance, supérieure à 300 kW, est suffisante pour influencer la structure, l'énergie correspondant à la nouvelle proposition est encore de 6.7 GJ alors qu'elle n'est plus que de 3.4 GJ avec la proposition précédente.

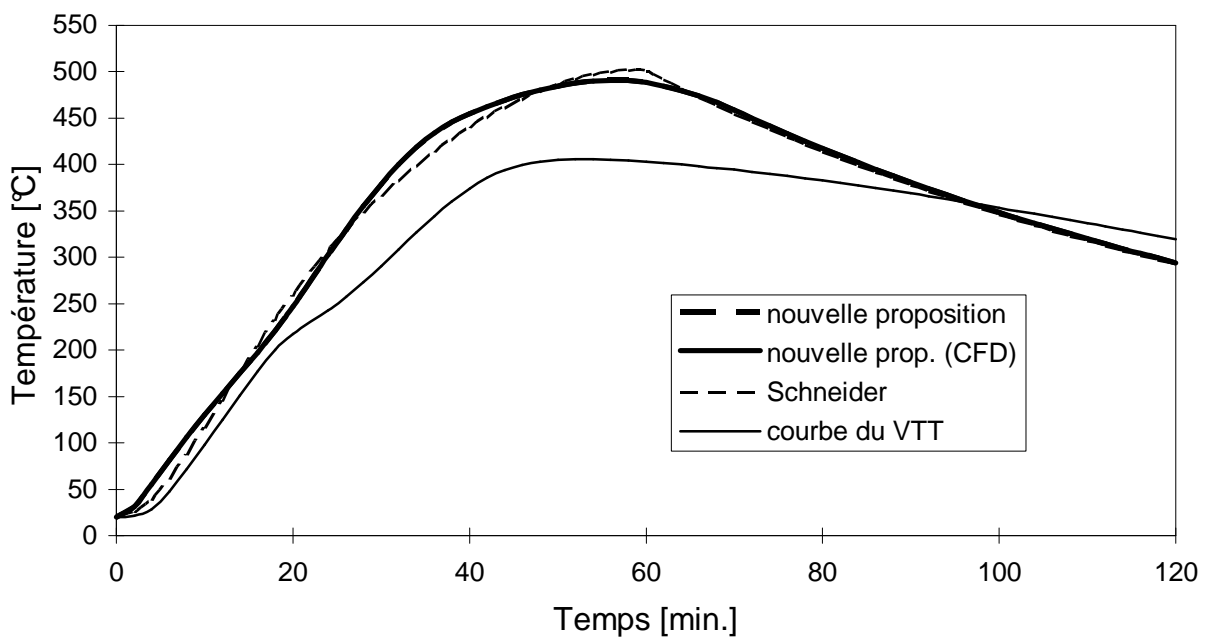
La figure reprend aussi la courbe utilisée par Schneider pour modéliser l'incendie d'une voiture lors de calculs effectués en Allemagne avec le modèle multicompartiment à deux zones M.R.F.C. pour des applications pratiques [SC95b]. La puissance maximale est de 3.8 MW et l'énergie totale de 6.2 GJ.

Certains programmes numériques, essentiellement ceux du type CFD, rencontrent des problèmes de convergences lors du passage du pic présent dans la nouvelle proposition. Ce n'est pas la valeur élevée de la puissance qui cause problème, mais sa brusque variation. Pour éliminer ces problèmes, on peut utiliser la courbe alternative notée (CFD) sur la figure. Le pic est remplacé par un plateau d'une durée de 3 minutes au cours duquel la puissance est limitée à 5.5 MW. L'énergie totale est de 6.9 GJ. On verra ci-dessous que cette courbe alternative présente une sévérité très proche de la sévérité de la courbe avec pic. Les deux modèles développés à Liège, OZone et CTT, ainsi que le modèle de Hasemi, s'accommodent sans problème du pic à 8.3 MW.

Pour comparer l'effet produit par ces différentes courbes sur une structure, on a calculé par la méthode de Hasemi l'évolution de la température dans un profilé en acier situé juste au-dessus du foyer, dans un parking où la hauteur sous plafond est de 3 mètres. La figure 16.8 est relative à un profilé IPE 600 non protégé dont la massivité est de  $115 \text{ m}^{-1}$ . La figure 16.9 se rapporte à un élément à réponse plus lente, un profilé HD 400 x 1086 de massivité égale à  $17 \text{ m}^{-1}$ . Un profilé moins massif mais légèrement protégé aurait le même type de comportement.



**Fig. 16.8 : Température d'un IPE 600**



**Fig. 16.9 : Température d'un HD 400 x 1086**

On remarque que la courbe écrêtée (CFD) produit le même effet que la courbe avec le pic. La nouvelle proposition déduite des essais sur voitures récentes conduit à des températures qui sont du même ordre de grandeur que celles données par la courbe qu'utilise

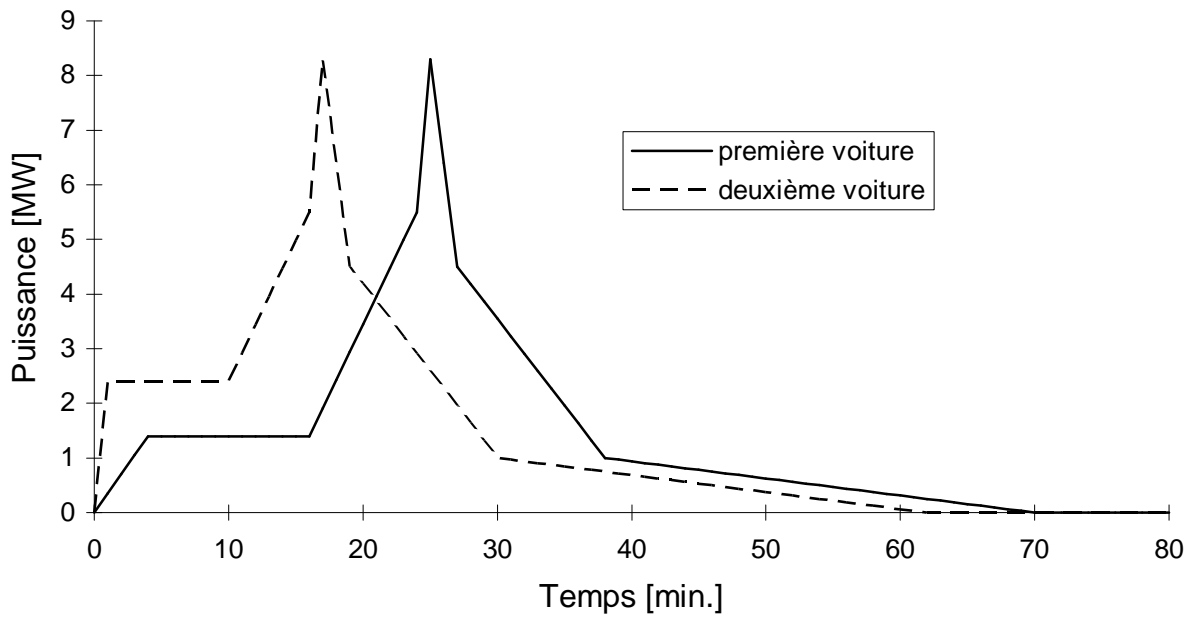
Schneider. Enfin, les températures sont plus élevées que celles obtenues sur base de la courbe du V.T.T., mais pas autant que ne pourrait le laisser croire l'examen des courbes de RHR, voir figure 16.7. L'effet est moins spectaculaire que prévu parce que le flux reçu par les éléments en acier n'est pas proportionnel à la puissance de l'incendie. Il faut toutefois signaler que les figures 16.8 et 16.9 se rapportent à l'effet local de l'incendie. En ce qui concerne l'effet global, c'est-à-dire la température moyenne de la zone chaude, l'énergie transférée au compartiment est égale à l'énergie de l'incendie et celle-ci a augmenté de 70 % entre la courbe du V.T.T. et la nouvelle courbe.

Le tableau 16.4 ci-dessous reprend de manière synthétique quelques-unes des valeurs correspondant aux courbes citées dans les paragraphes précédents.

	<b>VTT</b>	<b>Schneider</b>	<b>Nouvelle proposition</b>	<b>Nouvelle propos. (CFD)</b>
Puissance max.	2.2 MW	3.8 MW	8.3 MW	5.3 MW
Energie	4 GJ	6.2 GJ	6.8 GJ	6.9 GJ
Energie à 60 min.	3.4 GJ	6.2 GJ	6.7 GJ	6.8 GJ
T <sub>max</sub> IPE 600	649°C	733°C	759°C	763°C
T <sub>max</sub> HD 400 x 1086	406°C	501°C	491°C	491°C

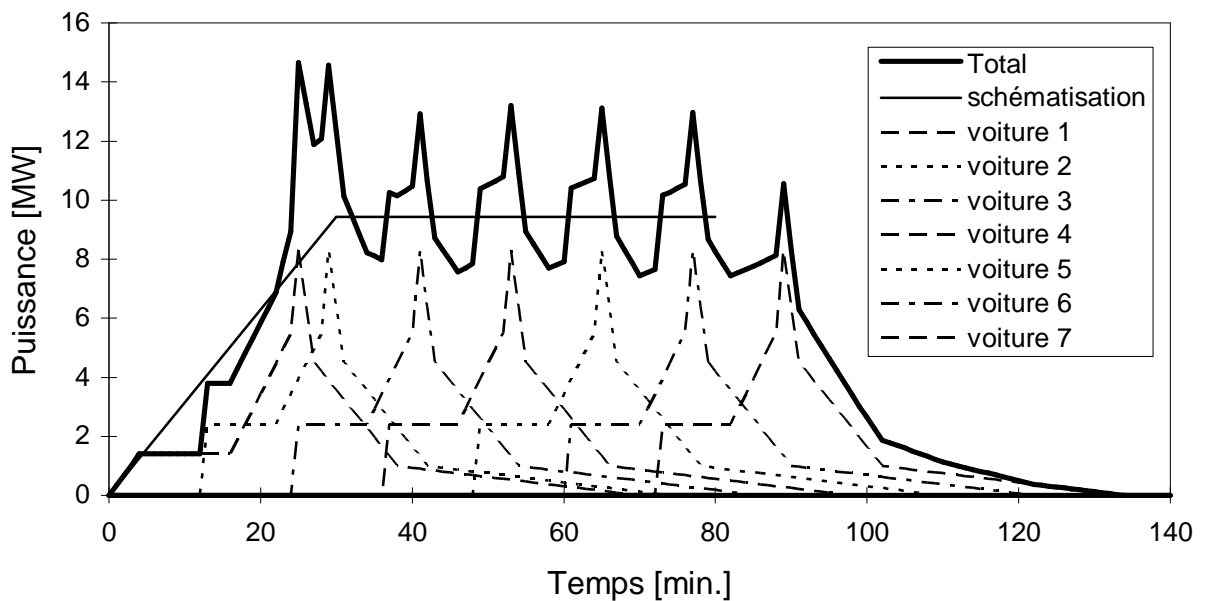
**Tableau 16.4 : Comparaison entre 4 courbes de calcul**

En ce qui concerne la propagation, on retiendra la valeur de 12 minutes comme temps nécessaire pour que l'incendie se propage d'une voiture à l'autre. La figure 16.10 montre comment l'effet de préchauffage de la deuxième voiture est pris en compte. Sur cette figure, l'origine du temps correspond, pour chaque voiture, à l'instant où elle commence à se consumer. La puissance dégagée croît beaucoup plus rapidement durant les premiers instants de l'incendie. La durée est diminuée de 8 minutes pour conserver la même énergie totale.



**Fig. 16.10 : Effet du préchauffage**

La figure 16.11 montre comment évolue la puissance totale lorsque, suite à l'incendie d'une première voiture, le feu se communique de proche en proche sur un des deux côtés de la voiture initiale. Chaque courbe individuelle est décalée de 12 minutes par rapport à la précédente. Pour une analyse globale du compartiment à l'aide d'un modèle de type zone, on pourrait schématiser la courbe totale ainsi obtenue par une phase de croissance linéaire durant 30 minutes, suivie d'une phase à puissance constante au niveau moyen de 9.44 MW.



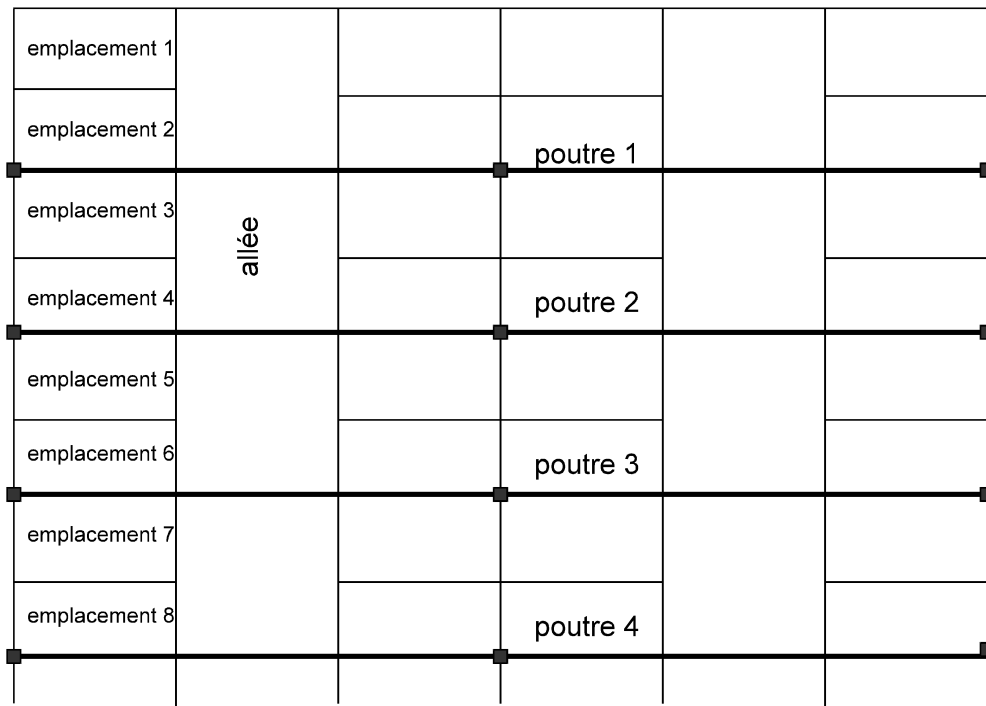
**Fig. 16.11 : Courbe cumulée**

### 16.3.5 Comportement structurel

Le modèle développé pour représenter l'incendie d'une voiture peut être utilisé pour estimer les températures atteintes dans le parking. Les modèles à deux zones conviennent bien pour l'étude de l'effet global et, notamment, pour vérifier que la température de la zone chaude ne va pas dépasser  $500^{\circ}\text{C}$ , ce qui risquerait de provoquer un embrasement généralisé. Le modèle de Hasemi permet de prendre en compte l'effet localisé. Il est donc possible, pour chaque cas particulier, de calculer les températures dans la structure et sa durée de résistance au feu ou, dans certains cas, de montrer qu'il n'y a pas d'effondrement. Il est malgré tout intéressant d'essayer d'évaluer de manière générale la sévérité réelle d'un incendie dans un parking et de la comparer au risque incendie existant dans d'autres locaux ou, même, de donner une durée équivalente de feu ISO qui couvrirait de manière sécuritaire le risque réel. Des travaux dans ce sens ont été menés dans le cadre de la recherche européenne sur les parkings fermés.

Malgré les puissances considérables et malgré la prise en compte, dans certaines conditions, de la propagation du feu à plusieurs véhicules, le comportement à l'incendie des structures dans les parkings est plutôt satisfaisant. Cajot a pu montrer dans un cas particulier qu'un parking composé de poutres mixtes non protégées pouvait résister à un incendie d'une puissance de 10 MW [SC96e], ce qui est légèrement supérieur à la valeur moyenne mentionnée ci-dessus. Comment cela est-il possible alors que le type de profilé métallique et l'épaisseur de la dalle en béton n'avaient pas été surdimensionnés ? Seules les colonnes sont, soit isolées thermiquement, soit réalisées à l'aide de sections mixtes acier-béton.

C'est essentiellement grâce au caractère local de l'incendie que la structure peut lui survivre. En effet, si la puissance moyenne est de 10 MW, cette puissance est dégagée par l'incendie d'au moins 5 voitures. Or, de la manière dont sont habituellement construits les parkings, une rangée de voitures situées côte-à-côte se situe sous différentes poutres, comme l'indique la figure 16.12 montrant, en plan, les divers emplacements réservés aux véhicules, la position des colonnes et celle des poutres.



**Fig. 16.12 : Vue en plan d'un parking**

Si on exclut la transmission de l'incendie à travers l'allée et la propagation entre deux voitures se faisant face, l'incendie progresse, à la manière d'une vague, de manière à intéresser successivement des poutres différentes, par exemple de l'emplacement 1 à l'emplacement 7. Chaque poutre n'est ainsi soumise aux effets locaux les plus sévères que sur une partie de sa longueur et la continuité de la poutre lui permet, grâce à une forte redistribution des efforts, de résister à un affaiblissement local. De plus, contrairement à l'hypothèse de l'incendie ISO, l'incendie des deux voitures situées juste à côté de chaque poutre ne dure qu'environ une heure, après quoi les autres voitures qui se sont éventuellement embrasées intéressent d'autres poutres. Bien entendu, au cas où la disposition des poutres est telle que plusieurs voitures situées côte-à-côte se trouvent sous une même poutre, avec leur axe situé perpendiculairement par rapport à la poutre, la situation serait tout autre car on pourrait avoir la totalité d'une portée, environ 15 mètres, située au-dessus de véhicules qui sont tous en flamme.

A titre indicatif, il est intéressant de quantifier la charge au feu présente dans un parking. En supposant que tous les emplacements sont occupés mais que les allées sont libres, on compte une voiture pour une surface qui vaut environ :

$$2.4 \text{ m} \times (5.5 \text{ m} + 1/2 \times 5.5 \text{ m}) = 20 \text{ m}^2.$$

La charge moyenne est donc de  $6,8 \text{ GJ} / 20 \text{ m}^2 = 340 \text{ kJ/m}^2$ . En équivalent de bois, avec une chaleur calorifique de  $15 \text{ kJ/kg}$ , cela revient à  $23 \text{ kg}$  de bois par mètre carré, c'est-à-dire bien moins que dans les immeubles de bureau, par exemple.

On a déjà indiqué qu'il n'avait pas été tenu compte de la largeur des emplacements dans l'évaluation du temps qui est nécessaire à la propagation. Il est cependant une autre prime à la largeur dans le cas de parking à plusieurs niveaux. En Belgique, par exemple, la masse à considérer pour le calcul des parkings à température ambiante est de  $250 \text{ kg/m}^2$  [NB76]. Or, en cas d'incendie, il semble logique de prendre en compte la charge réelle agissant sur les planchers. Dans la même hypothèse d'occupation des emplacements et en considérant une masse moyenne de  $1\ 200 \text{ kg}$  par voiture, on obtient alors une charge statique valant au plus  $100 \text{ kg/m}^2$  dans les emplacements et nulle dans les allées, c'est-à-dire au centre des poutres. Cette réduction de la charge sollicitante contribue aussi à rendre les parkings moins sensibles à l'incendie.

Il est difficile de donner une valeur unique de temps équivalent représentant la sévérité de l'incendie dans les parkings car plusieurs facteurs entrent en jeu. Une hypothèse raisonnable, notamment suite aux essais australiens, serait de considérer qu'en présence d'un système de sprinklage automatique, l'incendie sera limité à une seule voiture. Dans ce cas, si la structure a été dimensionnée normalement à la température ambiante, et si les poutres sont mixtes et continues, elle devrait résister sans problème à l'incendie. Le temps équivalent serait donc de 0 minute. En l'absence de système d'extinction automatique, si on exclut la disposition où plusieurs voitures côte-à-côte se trouvent sous une même poutre, on imagine mal qu'une poutre continue conçue pour résister à l'incendie ISO appliqué sur toute sa longueur durant 1 heure ne résiste pas à l'incendie localisé. Peut-être même une demi heure de résistance ISO serait-elle suffisante. Une étude paramétrique sur un grand nombre de cas et de situations devrait pouvoir le déterminer. Une telle étude aurait certainement sa raison d'être pour convaincre les autorités de ce qu'une exigence de résistance ISO de 90 minutes est probablement beaucoup trop sévère. Au point de vue scientifique et technique, ce serait un non-sens car, par l'utilisation du concept de temps équivalent lié à un incendie appliqué à toute la structure, on arriverait à concevoir la structure pour résister à un scénario qui ne sera pas le scénario réel et, par exemple, à placer des armatures dans la dalle là où elles ne seront pas utiles et, peut-être, ne pas en utiliser assez là où la réalité le justifierait. Il est donc beaucoup plus logique de dimensionner la structure sur base du scénario plus réaliste d'incendie localisé.

#### 16.4 Conclusion

Les effets réels de l'incendie d'une ou plusieurs voitures sur le comportement structurel d'un parking étaient relativement mal connus jusqu'à ces dernières années. Les essais réalisés jusqu'à la fin des années 80 avaient permis certaines observations mais n'avaient pas la richesse suffisante pour qu'on puisse en déduire un modèle mathématique.

Les premiers essais au cours desquels on a mesuré la puissance dégagée par l'incendie ont eu lieu en Finlande, au V.T.T. La configuration du dispositif expérimental était telle que les résultats ne pouvaient être appliqués qu'à des parkings ouverts, ce qui était d'ailleurs l'objet de l'étude entreprise. Des questions se posaient également sur la représentativité actuelle des véhicules utilisés, à cause de l'utilisation de plus en plus massive de matériaux plastiques dans la construction des voitures, notamment pour le réservoir à essence.

Une recherche a été entreprise afin de déterminer l'effet causé par l'incendie de voitures récentes sur un parking dont les façades ne sont pas ouvertes. Dans cette étude, des outils de modélisation ont été utilisés pour simuler le développement des températures dans le compartiment, l'évolution des températures dans la structure et, finalement, la manière dont la structure peut reprendre les charges. Le but de ces calculs était double. D'abord guider les choix à faire dans la mise sur pied d'une nouvelle campagne expérimentale de manière à ce que les essais simulent au mieux la situation réelle. Ensuite, à partir des résultats des essais, calculer le comportement de la structure lorsqu'elle serait soumise à ce type d'incendie.

Les essais ont été menés dans une configuration recréant le confinement créé par le plafond et, à des degrés variables, par les parois latérales. Certains de ces essais ont eu lieu sur des véhicules de construction très récente. Le phénomène de la propagation d'un véhicule à l'autre a été étudié. Il apparaît bien que l'énergie totale dégagée par la combustion d'une voiture a augmenté de manière significative ces dernières décennies. L'utilisation de matières plastiques, notamment au niveau du réservoir, modifie aussi la manière dont l'énergie se dégage au cours du temps. Au lieu de la forme en dos de chameau qui caractérisait la progression régulière de l'incendie vers l'avant et/ou l'arrière des véhicules plus anciens, on observe maintenant un embrasement plus rapide de l'ensemble de la voiture, ce qui se traduit par un seul pic très élevé dans la courbe de puissance. Une proposition a été avancée pour une courbe modèle représentant l'incendie d'une voiture. En l'absence de mesure active, il semble difficile d'exclure la propagation de l'incendie d'une voiture à l'autre. Le modèle est alors celui d'une vague progressant latéralement à la vitesse d'une voiture toutes les 12 minutes. Pour chaque endroit de la structure qui a vu arriver la vague à un moment déterminé, l'arrière de la vague passe environ une heure après, lorsque la combustion des véhicules situés à cet endroit se termine.

Ce modèle de vague cesse d'être valable lorsqu'un système d'extinction automatique se met en marche ou lorsque l'intervention des sapeurs-pompiers débute. L'importance d'une détection précoce est, ici encore, primordiale. Le modèle cesse aussi d'être valable si la température moyenne des gaz dans la zone chaude dépasse les 500°C, ce qui pourrait créer



l'embrassement généralisé. Une manière de limiter cette température pourrait être de surdimensionner l'installation qui, en situation normale, sert à évacuer les gaz carboniques. Il faut bien sûr que les ventilateurs extracteurs soient capables de supporter les effets de la haute température des gaz aspirés.

A cause de l'effet localisé de l'incendie, les continuités structurelles jouent un rôle important dans la reprise des efforts, ce qui contribue à assurer un bon comportement au feu de ce type de construction.

On peut considérer que l'ensemble des informations et des outils de calcul sont maintenant disponibles pour permettre une analyse rationnelle du comportement d'un bâtiment soumis à un incendie de voitures. Cela demande peut-être un peu plus de compétence, probablement plus de travail, mais certainement une autre volonté que l'utilisation d'un incendie nominal appliqué à l'ensemble de la structure.

# Chapitre 17

## CONCLUSIONS GENERALES

Une thèse se doit d'avoir une conclusion ; celle-ci ne fera donc pas exception. Le mot comporte cependant la notion de définitif auquel les travaux décrits dans cette thèse ne peuvent prétendre. Ce chapitre se veut donc plutôt un bilan, un regard porté sur ce qui a été accompli durant les années précédentes, en essayant de dégager les grandes lignes de ce qui devrait encore être entrepris dans les années à venir.

En ce qui concerne le calcul numérique des structures soumises à l'incendie, on a développé et mis au point un programme qui, sans avoir le caractère général des grands codes commerciaux, offre beaucoup plus de possibilités que l'analyse de tel ou tel problème spécifique. La grande souplesse des éléments finis en ce qui concerne la définition de la géométrie permet, en principe, l'étude de n'importe quel type de structure. En pratique, le caractère plus ou moins général du programme de calcul est directement lié à la richesse de la bibliothèque d'éléments disponibles et à celle de la bibliothèque des lois constitutives. Le programme a été conçu de manière à ce qu'il soit aisément possible d'y ajouter de nouveaux éléments et de nouvelles lois, de sorte qu'il constitue véritablement un outil évolutif acceptant des développements futurs.

Par rapport à de nombreux autres programmes numériques, celui-ci possède l'avantage de permettre la détermination des champs thermiques au sein des éléments aussi bien que le calcul des états d'équilibres. De plus, l'influence du champ thermique est automatiquement prise en compte lors du calcul statique. L'avantage ne se situe pas au plan conceptuel ou théorique mais, en pratique, l'expérience a montré qu'il était très difficile d'obtenir des résultats concrets par l'usage successif de deux programmes séparés provenant de sources différentes ; l'un qui solutionne le problème thermique, puis l'autre qui traite le problème statique. L'usage d'un même programme offrant les deux possibilités, mais où le couplage entre les deux aspects n'a pas été prévu au départ, conduit à des difficultés d'un niveau à peine inférieur. C'est le plus souvent le cas des grands codes de calcul commerciaux.

---

Pour le calcul des champs thermiques transitoires au sein des structures où le transfert a lieu par conduction, l'emploi d'éléments finis à champ de température linéaire et d'un schéma d'intégration implicite à un seul pas donne satisfaction dans la majorité des cas. Il n'est guère d'exemples où les résultats de la simulation diffèrent fortement des mesures.

Le caractère linéaire des éléments donne parfois lieu, surtout durant les premières minutes de l'incendie, à des oscillations spatiales de la solution qui peuvent être dérangeantes lorsqu'on examine les résultats de manière graphique. Pour divers motifs expliqués dans la thèse, il n'y a cependant pas là motif suffisant pour passer à des éléments d'ordre supérieur dans le calcul des températures au sein des éléments de structures. Par contre, cela serait certainement nécessaire si l'on voulait représenter le champ de température bidimensionnel qui règne à l'intérieur des parois lorsqu'on étudie un compartiment dans lequel règne un régime thermique à deux zones de température.

Les transferts, essentiellement radiatifs, qui se produisent au sein des cavités macroscopiques de certaines structures peuvent également être modélisés de manière satisfaisante. Un certain effort de programmation devrait être entrepris s'il fallait étendre le champ d'application du programme à des géométries plus complexes, comme celles des structures tridimensionnelles ou des cavités de forme concave, ou pour tenir compte des plans de symétrie ce qui, dans certains cas, pourrait simplifier la discrétisation. Jusqu'à ce jour, le besoin ne s'en est pas fait sentir.

Dans certains types de structures où les transferts radiatifs au sein des cavités sont de loin prépondérants devant les transferts conductifs, il est très pénalisant d'avoir dû négliger les termes radiatifs dans l'évaluation de la matrice d'itération. Le calcul converge vers la solution "exacte", mais les pas de temps doivent être très petits. Pour améliorer la matrice d'itération, il conviendrait de prévoir un algorithme permettant la résolution des systèmes d'équations à matrice non symétrique. L'accélération de la convergence par prise en compte des transferts radiatifs dans la matrice d'itération constitue certainement un des prochains développements du programme qui s'imposent, étant donné que le bénéfice attendu dans certains cas est considérable, alors que l'effort à consentir est très raisonnable.

La migration de l'eau sous phase vapeur au sein des matériaux n'est pas prise en compte car, généralement, ce phénomène n'a qu'une influence assez faible. Il conviendrait peut-être de s'interroger d'avantage sur ce qui se passe au sein des cavités internes des structures en béton, comme pour les dalles alvéolées par exemple. On peut suspecter que la vapeur dégagée dans les zones les plus chaudes de la dalle se condense à l'intérieur des alvéoles, de la même manière qu'elle le fait lorsqu'elle arrive à la face supérieure des dalles. L'influence de cette condensation puis de la réévaporation à l'intérieur des alvéoles est mal connue, mais elle ne semble pas suffisante pour perturber le champ thermique de manière significative. Il s'agit néanmoins d'un phénomène qu'il convient de garder à l'esprit car, dans certaines configurations, il est possible qu'il joue un rôle non négligeable.

Un des problèmes les plus importants qui se pose lors de la simulation des champs de température est celui des structures protégées thermiquement. De manière très caractéristique, les sociétés qui fabriquent ou distribuent des produits ou des matériaux utilisés à cette fin ne fournissent des valeurs des propriétés thermiques que pour les températures ambiantes, voire jusqu'à 150 ou 250°C dans le meilleur des cas. Or, il est bien connu que ces propriétés évoluent de manière significative avec la température. La conductivité thermique, par exemple, a tendance à augmenter fortement. Lorsque des calculs numériques doivent être

menés en vue d'applications à des cas pratiques, on est le plus souvent obligé de déterminer les propriétés thermiques du matériau isolant par comparaison avec des résultats d'essais existants. Si des éléments métalliques, par exemple, ont été testés avec le produit en question, on modifie par essais et erreurs les propriétés thermiques de l'isolant jusqu'à obtenir une concordance satisfaisante entre les résultats du calcul numérique et ceux des essais. Il arrive cependant qu'on ne dispose même pas de ce type de résultat et on en est alors réduit à spéculer en s'aidant de comparaisons avec des produits "semblables". Même dans le cas où on dispose de résultats expérimentaux, les propriétés qu'on en déduit sont des propriétés équivalentes, celles qui permettent de reproduire les résultats en représentant l'isolant comme un milieu conducteur pur alors que, dans la réalité, les phénomènes peuvent être beaucoup plus complexes, surtout dans le cas des matériaux fibreux ou des peintures intumescents. Il est ainsi très difficile d'évaluer le degré d'imprécision introduit lorsqu'on utilise les propriétés déduites d'un essai à un cas où l'épaisseur, la densité du produit, ou le niveau des températures peuvent être différents. La constitution d'une base de données fondée sur une base expérimentale aussi large que possible et reprenant les propriétés thermiques équivalentes des principaux produits de protection en fonction de la température constituerait sans conteste un progrès important de nature à favoriser l'utilisation des calculs numériques dans l'évaluation des structures soumises au feu.

Pour le calcul des positions d'équilibre de la structure en cours d'incendie, on dispose des quelques éléments finis de base les plus utiles pour représenter un bâtiment. L'élément poutre et l'élément barre de treillis ont atteint un stade de développement satisfaisant. L'élément coque est susceptible d'améliorations significatives qui seraient nécessaires si on envisageait d'étudier des cas où apparaissent des sollicitations de flexion membranaire comme, par exemple, le voilement local des profilés métalliques fléchis. Il conviendrait aussi d'élargir la base expérimentale qui a servi à valider le binôme formé par l'élément coque et les lois de matériau du béton en état plan de contrainte.

Dans les années à venir, c'est probablement sur les lois constitutives que devraient porter les efforts principaux en ce qui concerne la modélisation numérique des structures soumises à l'incendie.

- Au point de vue scientifique, il serait intéressant de comparer le schéma particulier d'intégration des lois constitutives proposé dans cette thèse avec les schémas plus classiques de la plasticité incrémentale.
- Il conviendra probablement de remplacer la surface de Von Mises par celle de Drucker-Prager pour le béton comprimé. On n'attend cependant pas de cette modification un changement spectaculaire dans les résultats.
- C'est probablement dans le domaine de la traction-compression qu'il faudrait utiliser des lois constitutives plus précises et plus détaillées que le critère de Rankine employé actuellement. Cette étape est nécessaire si on veut garder l'ambition de modéliser un jour des comportements plus complexes que celui des éléments où l'acier reprend la traction et le béton la compression. On pense notamment au cisaillement dans les poutres précontraintes ou dans les dalles alvéolées.
- Afin de mieux connaître le comportement du béton en état plan de contrainte, et plus encore si on s'intéresse à des états tridimensionnels, il sera essentiel à l'avenir de disposer de résultats expérimentaux menés sur éprouvettes. Des recherches de ce type sont

---

—

cependant très coûteuses, alors qu'elles sont de nos jours peu valorisées sur le plan académique, malgré leur caractère fondamental évident.

Il apparaît de plus en plus évident que le développement du code de calcul, grâce, notamment, à l'enrichissement des bibliothèques d'éléments et de lois de matériaux, ne pourra être vraiment fructueux que s'il est possible de faire franchir au programme les portes de l'Université de Liège. Il paraît assez difficile, et peut-être n'est-ce pas souhaitable, de constituer dans une université d'un petit pays régionalisé une équipe possédant la taille critique nécessaire pour traiter tous les aspects d'un problème qui est très complexe mais dont le champ d'application paraît assez restreint aux yeux de certains. En effet, à l'échelle de la Région Wallonne ou, au mieux, de la Communauté Française, le niveau des financements publics et la taille du marché privé ne sont pas suffisants pour supporter le développement de ce type d'outil spécialisé bien au-delà de ce qui peut être réalisé dans une université à des fins de recherche. Les programmes européens, quant à eux, sont hélas trop souvent la juxtaposition de projets séparés répondant chacun aux préoccupations d'un partenaire et rassemblés autour d'un titre commun afin d'obtenir la subvention espérée. Pour espérer un développement continu et fructueux, il importe de trouver ou de former des partenariats avec d'autres centres de recherche dans le monde. Des efforts en ce sens ont été entrepris lors des deux dernières années et les premiers résultats apparaissent timidement. Pour financer la part du développement qui sera effectuée à Liège, il convient évidemment de poursuivre sans aucune limitation géographique la recherche de partenaires ou de clients privés intéressés par des applications pratiques. Outre un apport d'argent frais, les calculs menés pour résoudre des problèmes concrets présentent l'avantage d'attirer l'attention du chercheur universitaire sur la nature des vrais problèmes qui se posent. C'est là un apport indéniable.

La mise au point d'outils simples et fiables à destination des bureaux d'étude est un objectif important qu'il ne faut pas perdre de vue. L'époque pour s'intéresser à ces questions n'a peut-être jamais été aussi propice qu'aujourd'hui, à l'heure où les Eurocodes sont applicables en tant que prénormes européennes et où les documents d'application nationaux, D.A.N., sont en cours de rédaction dans de nombreux pays, préludes à la transformation des Eurocodes en normes européennes.

Les travaux que nous avons menés sur l'instabilité des colonnes en acier ont d'ores et déjà été intégrés dans le D.A.N. français de l'Eurocode 3. La méthode de calcul simple pour les colonnes en béton armé pourrait avantageusement remplacer le tableau proposé actuellement dans l'Eurocode 2. La méthode de calcul basée sur des équations d'équilibre pourra certainement être proposée dans le même document comme méthode de niveau 2, *simple calculation methods*, lorsque les travaux complémentaires actuellement en cours seront terminés. En ce qui concerne le calcul des cadres métalliques simples, nos contributions, à défaut d'apporter encore une réponse définitive, auront en tout cas permis d'attirer l'attention sur une série de points qui ne peuvent plus être ignorés. Là aussi, la recherche continue en vue d'apporter une réponse aux questions qu'il reste à résoudre.

Moyennant les quelques réserves formulées dans le texte et nonobstant certains défauts et limitations qu'il reste à corriger, on pense pouvoir dire que la recherche a permis, au cours des dix dernières années, d'aboutir à un ensemble de règles de calcul applicables qui, dans le cas de structures simples, offrent un degré de précision et de fiabilité supportant

---

parfaitement la comparaison avec le degré d'incertitude qui règne sur la sollicitation principale, c'est-à-dire sur l'incendie.

En ce qui concerne les aspects liés au *Fire Safety Engineering* la situation est loin de connaître le même niveau d'avancement mais, s'il avait fallu que la question connaisse un début de réponse définitive avant d'entreprendre la rédaction de cette thèse, celle-ci n'aurait peut-être jamais vu le jour. Or, l'approche globale du risque incendie est celle qui comporte le plus grand potentiel de "rentabilité" pour la société. La recherche dans ce domaine doit donc se poursuivre. Il faut souhaiter que les travaux auxquels nous participons avec d'autres partenaires européens puissent se traduire sous la forme d'un document qui aurait la même portée que celle qu'ont pu avoir les Eurocodes pour le calcul des structures. C'est, à notre avis, la meilleure manière de faire progresser cette science, même si le document en question était appelé par la suite à recevoir force critiques et modifications.

Concernant plus précisément la prévision des températures dans les locaux soumis à un incendie réel, il pouvait sembler, il y quelques années encore, qu'il s'agissait là d'un problème résolu et que nos travaux dans le domaine ne serviraient que de mise à niveau pour la communauté scientifique en Europe de l'Ouest. La mise à niveau s'imposait évidemment devant le retard de quelques deux décennies accumulé dans cette partie de la planète par rapport à d'autres continents. Au fil du temps, il est cependant apparu que, à bien des égards, les solutions proposées étaient loin de faire l'unanimité et que bon nombre de problèmes n'avaient pas été résolus de manière vraiment satisfaisante. A l'heure actuelle, c'est surtout vers le développement et la validation du modèle à une zone que portent les efforts principaux en vue de l'utiliser, dans un avenir proche, pour l'établissement de courbes d'incendie paramétriques tenant, d'une part, mieux compte de la réalité des phénomènes, notamment le régime de l'incendie, et offrant, d'autre part, un champ d'application plus vaste, par exemple pour les locaux dont les parois absorbent peu la chaleur.

Deux objectifs majeurs doivent encore être poursuivis avant de permettre l'analyse rationnelle du risque incendie dans les bâtiments par les principes du *Fire Safety Engineering*.

Le premier concerne la définition des exigences en matière de résistance au feu de la structure, compte tenu de tous les aspects du risque incendie. Comment tenir compte des mesures de protection actives ou des conséquences de la ruine lorsque l'on fixe les exigences de résistance ? Quelle stratégie faut-il adopter ? Dans un hall industriel, par exemple, doit-on considérer que les sapeurs-pompiers seront amenés à intervenir de l'intérieur, auquel cas il faut les protéger d'un effondrement de toiture, ou vont-ils se limiter à empêcher l'extension de l'incendie aux bâtiments voisins, auquel cas la résistance de la structure ne doit être maintenue que durant le temps nécessaire à l'évacuation. Ce genre de question préoccupe l'ensemble de la communauté internationale concernée par le problème et, pour tenter d'y apporter des réponses cohérentes, le C.I.B W14 ( Conseil International du Bâtiment ) présidé par M. Kokkala vient de créer le Sous Groupe 5 "*Guidance for a rational approach to fire resistance*" animé par J. Kruppa. Les compétences acquises lors des travaux décrits dans cette thèse nous permettront de participer activement aux travaux de ce groupe et, en retour, d'en faire bénéficier notre pays.

---

Le deuxième objectif concerne l'éducation, la formation de spécialistes capables de mettre en oeuvre ou de contrôler la bonne application de ce type de principe avec toute la compétence voulue. Dans notre pays, tout reste à faire mais, plutôt que d'y voir un motif de découragement, c'est une situation qui doit au contraire nous motiver et décupler notre volonté d'agir pour, en fait, créer en Belgique une culture *du Fire Safety Engineering*.

L'objectif déclaré au départ de cette thèse était l'établissement d'un pôle de compétence dans l'évaluation du risque que fait courir l'incendie aux bâtiments. Par sa définition même, il s'agit là du genre d'objectif qui n'est jamais complètement ni définitivement atteint. De plus, ce n'est certes pas au soutenant qu'il appartient de porter un jugement sur son travail.

Ces précautions étant prises, il nous paraît cependant possible de dire que les travaux rapportés dans cette thèse ont contribué au développement à l'Université de Liège d'un centre d'excellence en ce qui concerne le comportement au feu des bâtiments.

Prenant comme point de départ les travaux réalisés avant nous dans le Service des Ponts et Charpentes, nous les avons poussés plus avant et les avons diversifiés en élargissant le domaine d'activité et de compétence à d'autres aspects du risque incendie. Si, à l'heure actuelle, l'Université de Liège est quasi incontournable en Belgique lorsqu'il s'agit du feu dans les bâtiments, si elle est reconnue et appréciée en Europe, si elle commence à être bien connue au niveau mondial, c'est une de nos plus grandes fiertés d'y avoir contribué.

-

## A1.1 INTRODUCTION

Lors du dimensionnement ou de la vérification d'une poutre, le premier mode de transmission des efforts qui est pris en compte est la flexion. Les caractéristiques fournies dans les catalogues de profilés métalliques concernent essentiellement la flexion, qu'il s'agisse de la résistance ou de la raideur. Pour les poutres en béton armé, les dimensions sont le plus souvent dictées par la valeur maximale du moment sollicitant et les caractéristiques des étriers sont choisies par la suite. Dans les poutres en béton précontraint, c'est également le moment de flexion qui conditionne la section des torons et la hauteur de la section droite.

Si le rôle de la flexion est privilégié lors des vérifications concernant les cas de charge à température ambiante, on constate que, pour les vérifications en cas d'incendie, il s'agit le plus souvent du seul mode de résistance auquel il est prêté attention.

Pour les poutres en acier, on peut justifier cette attitude sur base des deux hypothèses suivantes:

- la température est uniforme dans le profilé,
- la résistance au cisaillement de l'acier diminue avec la température de la même manière que la résistance en traction.

En réalité, dans un profilé laminé, l'âme est plus mince que les semelles et s'échauffe donc plus rapidement, surtout si la poutre n'est pas protégée thermiquement. Peut-être faudrait-il en tenir compte, mais ce n'est pratiquement jamais le cas.

Dans les poutres en béton armé, l'enrobage des étriers est toujours du même ordre de grandeur que l'enrobage des barres longitudinales. Si on augmente celui-ci pour donner à la poutre une plus grande durée de résistance à la flexion, on augmente automatiquement celui-là, ce qui entraîne donc un effet bénéfique sur la résistance à l'effort tranchant. Bien sûr, les étriers sont plus proches des faces exposées que les barres longitudinales, d'une quantité égale à la moyenne des deux diamètres. L'échauffement et la perte de résistance un peu plus rapide qui en résultent sont probablement compensés par le fait que tout le coeur de la poutre, qui participe aussi à la reprise de l'effort tranchant, garde beaucoup plus longtemps des températures peu élevées.

Les justifications présentées ci-dessus pour les poutrelles métalliques et les poutres en béton armé sont basées sur de simples considérations théoriques, mais il semble qu'elles n'ont jamais été contredites par la réalité expérimentale, ce qui a contribué au peu d'intérêt porté jusqu'ici à l'effort tranchant. Il faut cependant signaler que le raisonnement comporte une faille. En effet, lors de la détermination des charges à appliquer au cours des essais de laboratoire, on tient compte du fait que la longueur du spécimen est très souvent différente de la longueur des éléments réels et on procède de manière à soumettre le spécimen au même moment de flexion que l'élément réel. Il n'est cependant pas toujours possible d'appliquer au spécimen le même effort tranchant que celui qui est supporté par le prototype, à supposer, d'abord, qu'on y ait pensé. Il n'est donc pas tout-à-fait logique de prendre prétexte des essais pour justifier la faible attention portée à l'effort tranchant puisque, dans la réalisation des



---

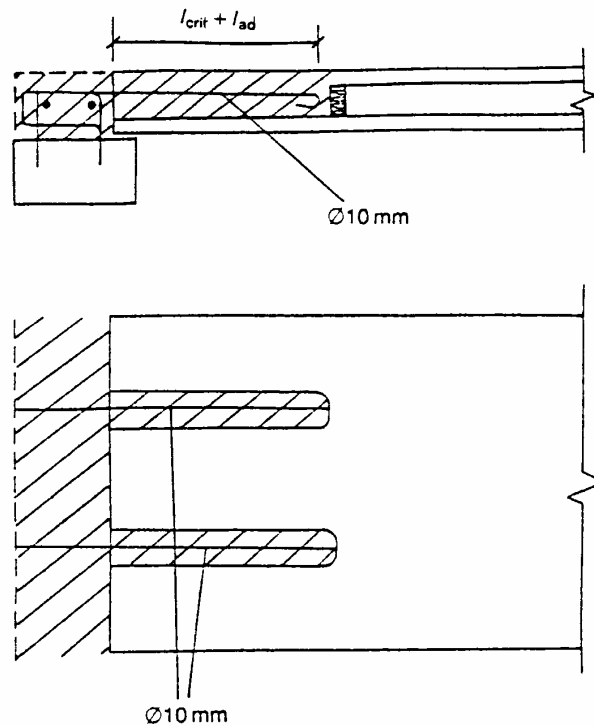
essais, on a implicitement tenu compte du fait que ce mode de ruine n'était pas le plus critique et qu'on s'est donc placé dans des conditions où il a peu de chance de se produire.

Quoi qu'il en soit, il est communément admis que la résistance à l'effort tranchant n'est pas critique pour les poutres en acier ou en béton armé soumises au feu.

En ce qui concerne les dalles alvéolées précontraintes, les nombreux essais ont montré le rôle très important de la sollicitation par l'effort tranchant en cas d'incendie. Cela a été pris en compte dans les recommandations de la FIP sur les dalles alvéolées précontraintes rédigées par une commission que présidait van Acker [1]. Il est recommandé de bétonner sur chantier des barres additionnelles placées à mi-hauteur dans les alvéoles. Aucun modèle de calcul n'est proposé pour dimensionner ces armatures additionnelles. Le dessin de la figure A1.1, tiré directement du document de la FIP, est donné comme exemple ayant donné des résultats satisfaisants jusqu'à deux heures. Il faut bien reconnaître que, dans la pratique, cette recommandation est rarement appliquée, soit parce qu'elle est peu connue, soit pour des raisons économiques. Cette non observance des recommandations élémentaires a conduit à une ruine fragile et tout-à-fait prématurée lors d'un essai où on cherchait surtout à observer le comportement de la poutrelle métallique servant de support aux hourdis qui, pour leur part, étaient supposés avoir une résistance largement suffisante et ne poser aucun problème. Cet incident a fait naître envers la dalle alvéolée un climat de méfiance dont le mérite est d'avoir entraîné un regain d'activité dans la recherche sur le sujet. L'une de ces recherches est en cours dans le service des Ponts et Charpentes avec l'espoir d'aboutir, si possible, à un modèle théorique qui explique le mode de ruine et permette de dimensionner de manière rationnelle les barres passives à placer sur le chantier.

Le cas des poutres en béton précontraint pose aussi problème.

Comme pour les autres types de poutres, l'habitude des projeteurs et des fabricants est de ne pas aborder la vérification à l'effort tranchant en cas d'incendie. Il faut dire que les essais au feu sur poutres précontraintes en vraie grandeur ne sont pas très courants et que la probabilité de voir apparaître le problème n'était pas très grande, surtout si on se rappelle la remarque énoncée ci-dessus à propos de l'effort tranchant appliqué aux spécimens en cas d'essais. Or, en 1995, un essai réalisé à l'Université de Gand sur une poutre de ce type a donné un résultat insatisfaisant dont la cause semblait être attribuable à l'effort tranchant. Cette thèse annexe relate l'essentiel des faits, l'analyse qui en a été faite à l'Université de Liège, ainsi que la manière qui semble pouvoir être utilisée pour déterminer la résistance au feu des poutres en béton précontraint soumises à l'incendie.



**Fig. A1.1 : Armatures passives complémentaires**

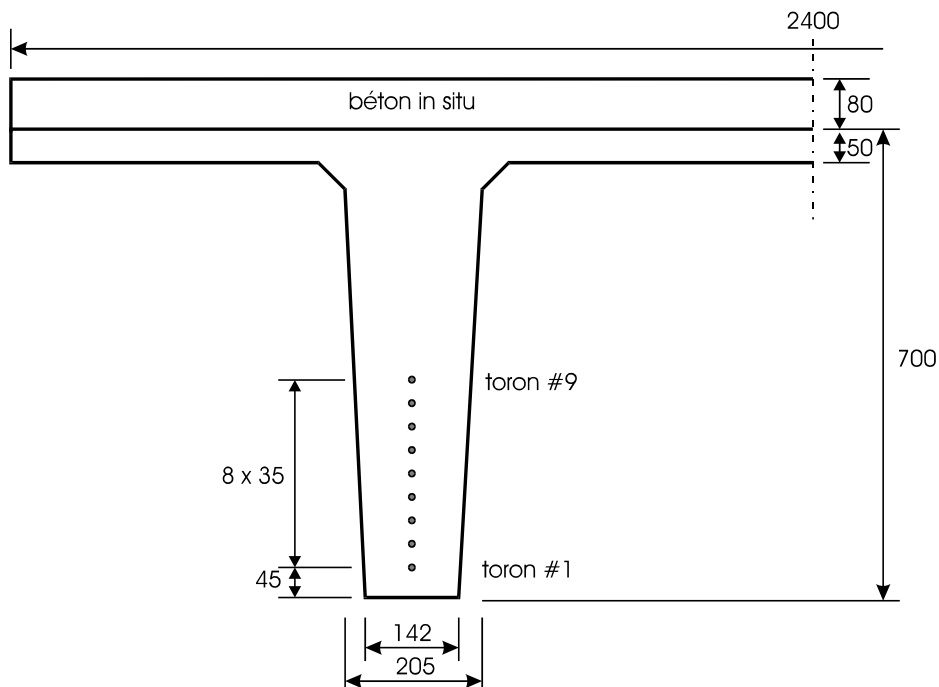
## A1.2 DESCRIPTION DE L'ESSAI

A Namur, la principale gare ferroviaire à ciel ouvert est comme la trace d'un gigantesque coup de glaive qui aurait été donné pour séparer les quartiers Nord du centre de la ville. Afin de créer des liens entre les deux parties de la ville, mais aussi pour valoriser une surface importante, il a été décidé de couvrir les voies par une dalle qui devrait être capable de supporter la charge ultérieure de bâtiments à trois niveaux.

La dalle est longue de 140 mètres et large de 70 mètres, c'est-à-dire que sa surface est de 9.800 m<sup>2</sup>. Elle est formée d'une série de poutres TT en béton précontraint placées côte à côte, chacune ayant 11.5 mètres de long et 2.4 mètres de large. La figure A1.2 montre la section droite d'une demi poutre. La hauteur de la partie préfabriquée est de 70 cm et celle-ci reçoit sur chantier une chape de pente dont l'épaisseur moyenne est de 8 cm. Chacune des deux âmes comporte 9 torons d'une section de 100 mm<sup>2</sup>, avec une résistance garantie de 1.860 N/mm<sup>2</sup>. Le poids propre est de 12.95 kN/m<sup>2</sup>, c'est-à-dire 32.40 kN/m. Le béton des éléments préfabriqués présente une résistance caractéristique de 58 N/mm<sup>2</sup> et le béton coulé sur place une résistance de 22.5 N/mm<sup>2</sup>.

Conformément au cahier des charges, les poutres devaient présenter une résistance au feu de deux heures sous incendie normalisé ISO. Pour justifier cette résistance, le fabricant avait effectué un calcul du moment ultime résistant, de la même manière qu'on pourrait le

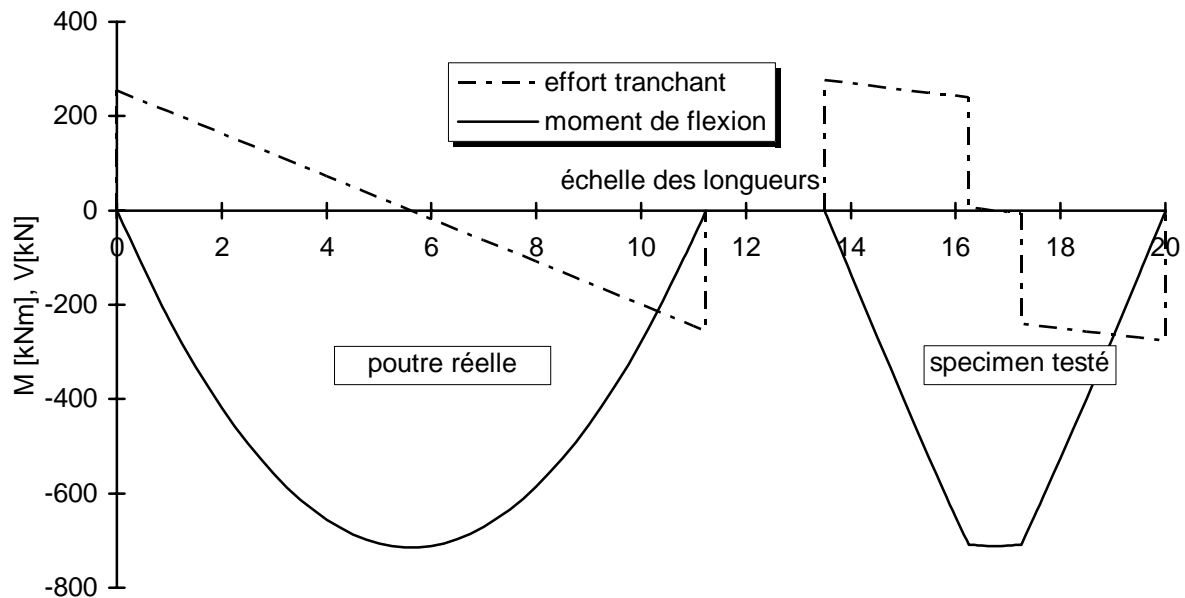
faire à froid, en réduisant simplement la résistance des torons pour tenir compte de l'élévation de température, suivant les courbes recommandées par le CEB [2]. Les températures des torons avaient été estimées à partir d'une table donnant les températures après deux heures dans une poutre rectangulaire de 16 cm de largeur et 32 cm de hauteur. Lors d'un second calcul, les températures furent estimées à partir d'une figure de l'Eurocode 2 [3]. Le toron le plus bas, celui qui porte le numéro 1 sur la figure A1.2, avait été négligé parce que sa température était supérieure à 700°C. Le moment de rupture après deux heures ainsi calculé était de 820 kNm, c'est-à-dire une valeur supérieure de 15% au moment sollicitant de 715 kNm. Aucun autre mode de rupture que la flexion ne fut envisagé, ce qui eut pour conséquence que, à part aux extrémités de la poutre, la quantité minimale d'étriers fut mise en oeuvre, c'est-à-dire un étrier de 5 mm tous les 300 mm. De plus, ces étriers ne s'élevaient pas jusqu'au béton coulé sur place mais s'arrêtaient dans la partie préfabriquée.



**Fig. A1.2 : Section droite de la poutre**

La S.N.C.B., maître d'oeuvre, exigea que la résistance au feu soit déterminée par un essai, comme prévu au contrat. A cause des impératifs liés à la longueur du four, un spécimen long de 7 mètres fut découpé hors d'une poutre réelle et placé sur le four avec une portée de 6.50 mètres. Deux forces concentrées de 234 kN chacune, appliquées à une distance de 2.75 mètres des appuis, créaient un moment maximum de 711 kNm, c'est-à-dire presque exactement la valeur du moment sollicitant la poutre réelle. L'effort tranchant maximum était de 276 kN lors de l'essai, c'est-à-dire 8% de plus que l'effort tranchant sollicitant la poutre réelle. Les valeurs maximales étaient donc assez proches des valeurs maximales réelles mais, comme le montre la figure A1.3, la distribution des efforts était beaucoup plus sévère pour le spécimen que pour le prototype puisque, d'une part, une partie beaucoup plus longue était

soumise à l'effort tranchant maximal et que, d'autre part, les deux zones au voisinage des charges étaient soumises en même temps à effort tranchant et flexion alors que, dans la poutre réelle, chaque sollicitation est nulle là où l'autre est maximale.



**Fig. A1.3 : Sollicitations**

Durant l'essai, aucun éclatement significatif ne put être observé à travers les regards ménagés dans les parois du four. Contrairement à ce qu'on observe habituellement lors d'essais sur des poutres en béton, la flèche évolua très peu durant les 40 premières minutes de l'essai. D'importantes fissures horizontales, ouvertes de plusieurs millimètres, sont apparues dans la partie supérieure de l'âme à chacune des deux extrémités, voir figure A1.4. Ces fissures étaient tellement importantes qu'on peut considérer que la dalle horizontale était séparée des deux âmes, en tout cas au droit des appuis. Après 76 minutes d'essai, d'importantes fissures inclinées apparurent dans les âmes, au voisinage des points d'application des charges, voir figure A1.5. A partir de ce moment, la flèche augmenta de manière très rapide alors qu'il n'était plus possible de maintenir la charge dans les vérins. Après 79 minutes, les vérins étaient à fond de course et les brûleurs du four furent arrêtés.

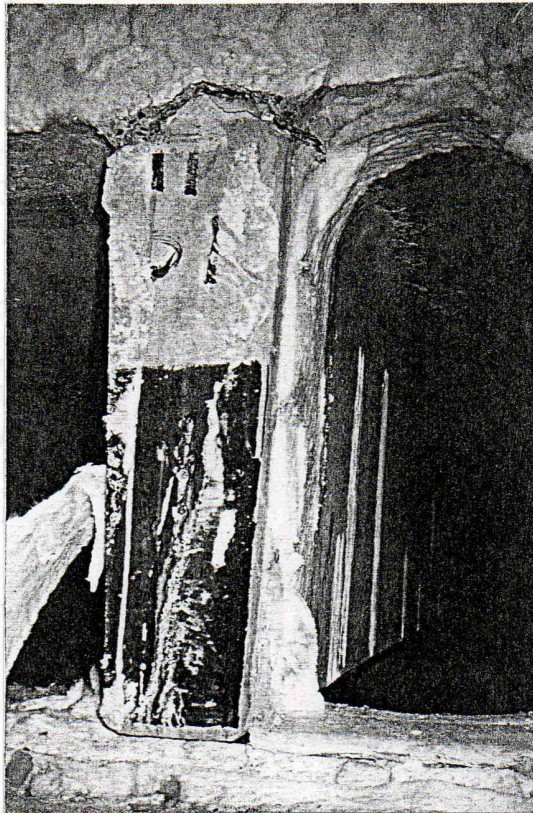


Fig. A1.4 : Fissure horizontale

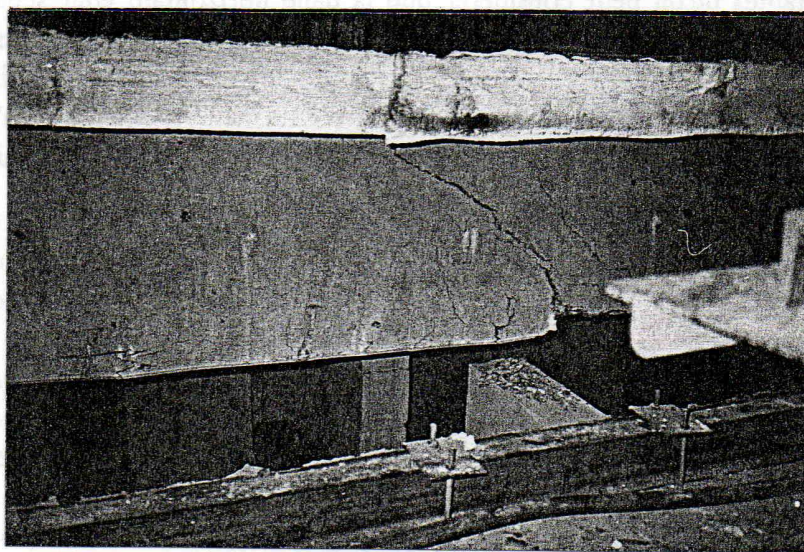


Fig. A1.5 : Fissure inclinée

L'examen du spécimen après l'essai a donné lieu aux observations suivantes:

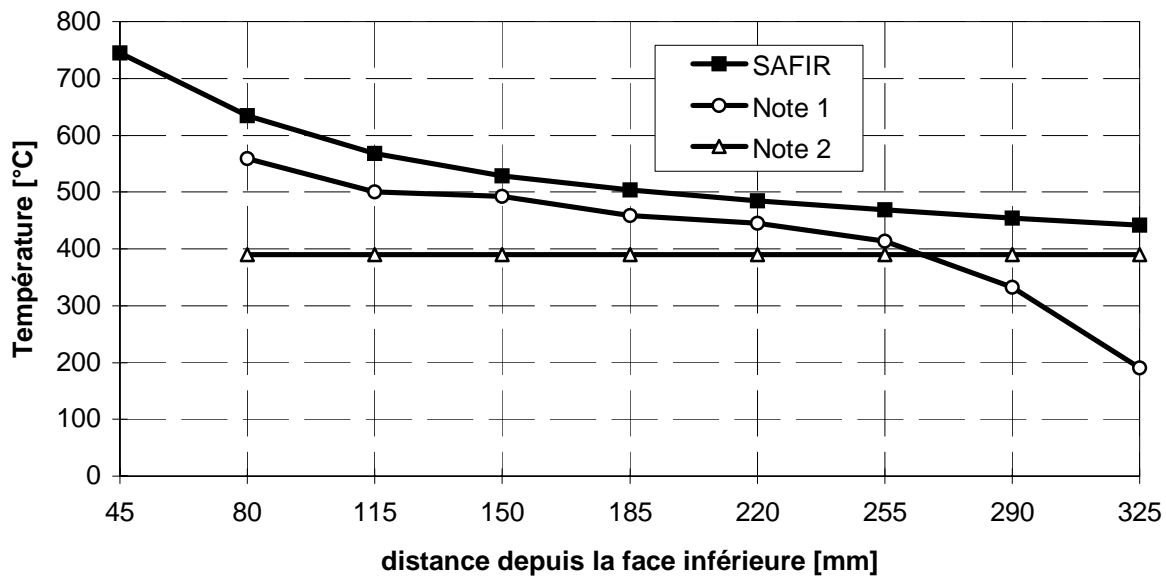
- les fissures horizontales séparant les âmes de la dalle ne se prolongeaient pas sur toute la longueur de la poutre. Chacune se refermait à une distance d'environ un mètre de l'appui où elle prenait naissance;
- les torons avaient subi un glissement important vers l'intérieur de la poutre, d'environ 10 mm à chaque toron;
- à l'endroit où une des âmes fut découpée après l'essai apparaissait une fissure située dans le plan vertical qui comprend les torons. Cette fissure semblait avoir été favorisée par un mauvais enrobage des torons, suite à l'utilisation de granulats de trop grand diamètre, ce qui avait empêché le béton de bien remplir les espaces entre torons voisins.

### **A1.3 ANALYSE DE L'ESSAI ET MESURES CORRECTRICES**

L'analyse de l'essai a été confiée à l'Université de Liège et nous avons, avec A. Bruls du Service Ponts et Charpentes, cherché à comprendre les phénomènes ayant mené à une ruine prématurée pour pouvoir ensuite y porter remède.

Dans un premier temps, une analyse plus fine du champ de température a été menée à l'aide du programme numérique SAFIR. La figure A1.6 montre la température dans les 9 torons, situés à une distance de la face inférieure qui varie entre 45 et 325 mm, après deux heures d'exposition au feu. Elle montre que les températures prises en compte dans les deux notes de calcul du fabricant étaient moins élevées que ce que donne le calcul numérique, supposé donner une image correcte de la réalité. On pourrait dire que le fabricant a pêché par excès d'optimisme, conforté peut-être par l'idée que le calcul serait suffisant et que l'essai n'aurait pas lieu, mais ce serait faire un mauvais procès d'intention. En fait, l'examen des notes de calcul montre que l'erreur provient à chaque fois d'une mauvaise interprétation des tableaux et graphiques donnés dans les diverses recommandations à cause, probablement, d'un manque d'expérience dans leur utilisation. Ceci montre bien toute l'importance qu'il faut accorder à l'enseignement de la manière dont réagissent les structures soumises à l'incendie. En effet, l'application des méthodes de calcul proposées, même les plus simples, peut aisément donner lieu à des erreurs si la personne qui met ces méthodes en oeuvre n'a pas une bonne connaissance des phénomènes qu'elles sont censées représenter.

L'examen des isothermes dans la section droite permet aussi d'expliquer deux des phénomènes observés.



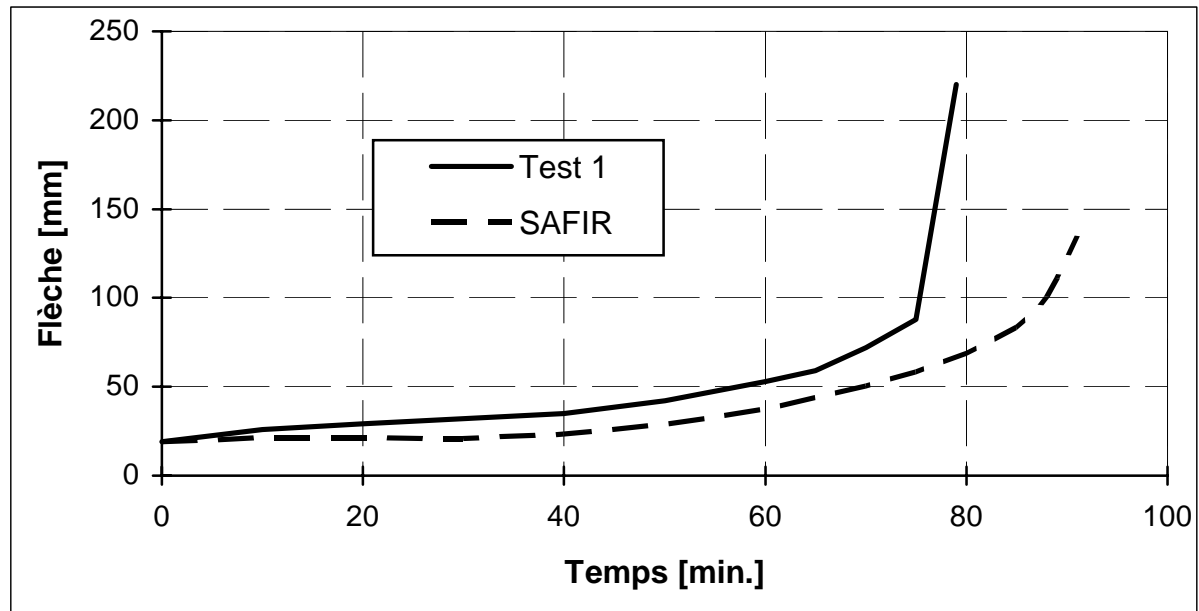
**Fig. A1.6 : Températures dans les torons après deux heures**

- De manière prévisible, ces isothermes sont essentiellement parallèles aux faces extérieures, c'est-à-dire qu'elles sont verticales dans les âmes et horizontales dans la dalle. La dalle présenterait, si elle n'était liée aux âmes, une importante déformée en forme d'arc de cercle due aux gradients thermiques. Les âmes, par contre, si elles n'étaient pas liées à la dalle, ne présenteraient qu'une faible déformée thermique puisque les isothermes y sont presque verticales dans leur majeure partie. Seule la face inférieure des âmes présente des températures plus élevées, mais la zone en question est peu étendue par rapport à la hauteur de l'âme. Ces deux comportements antagonistes expliquent les fissures horizontales qui séparent la dalle et les âmes près des appuis, là où la sollicitation la plus importante est due aux gradients thermiques. Plus au centre de la poutre, les sollicitations dues aux charges deviennent prépondérantes et les fissures horizontales se referment.
- Ce sont les âmes qui ont la plus grande raideur et qui dictent leur comportement à la dalle. Voilà pourquoi on n'observe pas l'augmentation de flèche due aux gradients thermiques qui apparaîtrait, par exemple, dans une poutre rectangulaire dont la largeur et la hauteur auraient des proportions de 1/2.

Une analyse non linéaire complète menée à l'aide de l'élément poutre du programme SAFIR donne une durée de résistance au feu de 91 minutes. La figure A1.7 donne l'évolution de la flèche calculée et celle de la flèche mesurée lors de l'essai. De cette figure, il est possible de tirer deux conclusions.

1. Même si aucun autre phénomène que la flexion n'était intervenu dans le mode de ruine, la poutre n'aurait vraisemblablement pas atteint une résistance de deux heures. Elle aurait probablement péri après quelque 90 minutes.

2. La durée de résistance obtenue lors de l'essai ainsi que le caractère soudain de la rupture montrent que d'autres phénomènes que la flexion ont dû amener la ruine.



**Fig. A1.7 : Evolution de la flèche**

Dans la définition d'un nouveau dimensionnement, diverses mesures correctrices furent prises pour améliorer le comportement en flexion et l'adhérence des torons. Ces mesures, qui ne concernent pas le cisaillement, ne sont pas reprises ici. Elles sont décrites dans la référence [4]. En ce qui concerne le cisaillement, l'option choisie fut de ne compter que sur la résistance des étriers, à placer bien entendu en plus grand nombre. Cette approche sécuritaire, qui néglige toute contribution du béton, était la seule acceptable à l'époque. Tout d'abord, les délais d'exécution du chantier ne permettaient pas de prendre le temps nécessaire à l'établissement d'un modèle théorique permettant d'évaluer la contribution du béton. La raison la plus forte était cependant que les divers partenaires, traumatisés par le premier essai, désiraient se placer dans des conditions de sécurité maximale. On comprendra mieux la situation si on considère que le fabricant s'était vu refuser les 3 000 mètres carrés déjà fabriqués sur le modèle de la poutre testée à Gand, et si on imagine les problèmes créés sur chantier par le délai nécessaire à la conception, la fabrication, le séchage et l'essai au feu d'un deuxième spécimen.



## A1.4 RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

Dans une poutre en béton normalement armée, le béton apporte à température ordinaire une contribution à la résistance à l'effort tranchant, malgré l'état de fissuration qui prévaut dans une grande partie de la section. Cette contribution est due à la rugosité de surface des lèvres des fissures qui ne peuvent glisser l'une sur l'autre sans frottement si leur ouverture est limitée par une quantité raisonnable d'acier. En anglais, on désigne ce phénomène par l'expression *aggregate interlock*. Dans une poutre en béton précontraint, la contribution du béton est encore renforcée par la précontrainte qui maintient la section en régime comprimé ou, en tout cas, limite encore plus l'ouverture des fissures.

Qu'en est-il en cas d'incendie ?

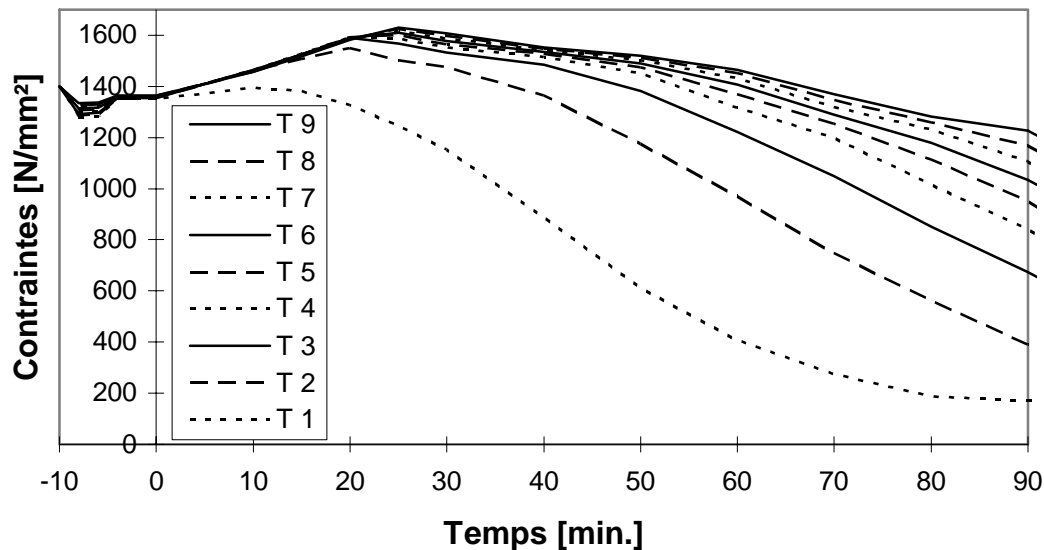
Ce qui est certain, c'est que de nombreux phénomènes interviennent, parfois de manière contradictoire, mais qu'il n'est pas facile de les quantifier. Les gradients thermiques vont avoir tendance à fissurer les parties intérieures de la section mais, par contre, ils vont augmenter la compression dans les zones périphériques. Quel est des deux l'effet qui l'emporte? Si la poutre subit un allongement du fait des dilatations, l'effort dans les torons va-t-il augmenter? Ou bien va-t-il diminuer sous l'effet de leur diminution de raideur et de résistance et sous l'effet des dilatations thermiques subies par chacun d'entre eux ?

Les réponses à ces questions ne sont accessibles que par l'utilisation du calcul numérique. La figure A1.8 donne par exemple, à mi-portée, l'évolution de la contrainte dans les 9 torons au cours du temps. L'échelle du temps avant le début de l'incendie a été artificiellement modifiée de manière à présenter de manière plus lisible ce qui se passe pendant l'incendie.

- Le temps  $t = -10$  minutes correspond à la situation avant transfert de la précontrainte. Tous les torons sont tendus à  $1.400 \text{ N/mm}^2$ .
- Le temps  $t = -8$  minutes correspond à la situation où la précontrainte a été transférée à la poutre, en même temps pour tous les torons. Bien que le poids propre de la poutre préfabriquée exerce ses effets, la déformée est vers le haut et les contraintes dans les torons diminuent légèrement suite au raccourcissement élastique.
- L'instant  $t = -6$  minutes correspond à l'ajout des 8 cm de béton coulé sur place dont l'effet n'est guère visible sur la figure.
- Les charges des vérins sont appliquées entre -6 et -4 minutes. Le béton coulé sur place participe à la reprise de cette charge additionnelle et les contraintes n'augmentent que de manière limitée.
- Rien ne se passe ensuite jusqu'au début de l'essai, ce qui montre que les déformations différées de fluage et de retrait à température ambiante ne sont pas prises en compte de manière explicite.

Au début de l'essai, l'effort de précontrainte total est de 2 440 kN. Durant les 20 premières minutes, les contraintes augmentent sous l'effet des gradients thermiques dans les 8 torons supérieurs dont la température ne s'est pratiquement pas encore modifiée. L'effort de

précontrainte atteint entre 20 et 25 minutes une valeur maximale de 2 800 kN. Par la suite, la chaleur pénètre progressivement dans l'âme ce qui a pour effet de réduire la sévérité des gradients thermiques et de faire chuter la raideur et la résistance des torons. Après environ 50 minutes, l'effort de précontrainte a repris sa valeur initiale. Il continue à chuter pour atteindre une valeur de 1 480 kN après 90 minutes, moment au-delà duquel il n'est plus possible d'assurer l'équilibre flexionnel.



**Fig. A1.8 : Contraintes dans les torons**

Sur base de ces observations, on peut donc supposer que, pour le cas particulier de cette poutre, la reprise des efforts tranchants ne pose pas de problème durant les 50 premières minutes mais que la situation se dégrade par la suite et que la chute de l'effort de précontrainte risque de mettre la poutre en danger. Il s'agit cependant là d'une appréciation subjective et il conviendrait de disposer d'un modèle permettant de quantifier de manière plus précise la durée de la résistance.

Il est aussi possible de dessiner des coupes à différents moments et à différents endroits de la poutre montrant la distribution des contraintes longitudinales sur la section droite. On observe ainsi que l'état de contrainte est loin d'être uniforme sur l'épaisseur des âmes. Pendant pratiquement toute la durée de l'essai, on observe deux bandes verticales comprimées le long des deux faces de chaque âme et un état de traction, voire de fissuration, au coeur de l'âme.

La norme belge propose un modèle pour vérifier la résistance à l'effort tranchant des poutres sollicitées à température ambiante [5]. Cette norme est en fait un document d'application nationale de l'Eurocode 2 dont elle ne diffère que par certains aspects assez

limités. Par la suite, c'est le modèle de base de l'Eurocode qui sert de point de départ aux modifications introduites pour évaluer la résistance d'une poutre précontrainte en cas d'incendie.

Le modèle utilisé à température ambiante suppose l'addition de trois contributions séparées:

La contribution des étriers est donnée par la formule suivante :

$$V_s = A_{sw} f_{ywd} \frac{0.9 d}{s} \quad (A1.1)$$

avec  $A_{sw}$  section des étriers,  
 $f_{ywd}$  résistance de calcul de l'acier des étriers,  
 $d$  hauteur effective de la section et  
 $s$  écartement entre les étriers.

La contribution du béton est donnée par la formule suivante :

$$V_{Rd1,c} = \tau_{RD} k (1.2 + 40 \rho l) b_w d \quad (A1.2)$$

avec  $\tau_{RD}$  résistance au cisaillement du béton et  
 $b_w$  largeur de l'âme.

La résistance au cisaillement est donnée par l'équation A1.3.

$$\tau_{RD} = 0.035 f_{ck}^{2/3} \quad f_{ck} \text{ en MPa} \quad (A1.3)$$

avec  $f_{ck}$  résistance caractéristique du béton en N/mm<sup>2</sup>.

Le paramètre  $k$  est calculé par l'équation A1.4, dans laquelle  $d$  est exprimé en mètres.

$$k = 1.6 - d \geq 1 \quad (A1.4)$$

Enfin, le terme  $\rho l$  est calculé de la manière suivante :

$$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad (A1.5)$$

avec  $A_{sl}$  section droite des armatures longitudinales.

-

La contribution d'un effort normal est donnée par la formule suivante:

$$V_{Rd1,p} = 0.15 \sigma_{cp} b_w d \quad (A1.6)$$

$$\text{où } \sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c \quad (A1.7)$$

avec  $N_{Sd}$  effort normal de calcul et  
 $A_c$  section de béton.

Examinons successivement les modifications qu'il faut rapporter à chacune de ces contributions lorsque la poutre est soumise aux effets d'un incendie.

En ce qui concerne la contribution des étriers  $v_s$ , il paraît évident de tenir compte de la température des étriers dans l'évolution de la résistance de l'acier. Mais quelle température faut-il prendre en compte? Le long des faces verticales des âmes, l'enrobage des étriers est constant et leur température est donc uniforme à chaque instant. Par contre, lorsqu'on se rapproche de la face inférieure et du coin de la poutre, là où l'énergie calorifique pénètre par deux côtés, les isothermes s'incurvent et la partie de l'étrier qui est la plus proche du coin, c'est-à-dire l'endroit où l'étrier est plié à 90°, supporte une température qui peut aisément être plus élevée de 200°C que le long des faces verticales. Dans le cas de la poutre analysée ici, l'effort de traction dans l'étrier va en diminuant depuis le niveau du toron 9, à peu près à mi-hauteur de l'âme, jusqu'au niveau du toron 1 situé le plus bas. L'effort de traction suit en effet l'évolution de l'effort rasant en fonction de la position sur la hauteur de l'âme. Comme, ici, l'effort rasant augmente progressivement depuis le toron 1 jusqu'au toron 9, sur une hauteur de 280 mm, on peut considérer que l'effort dans l'étrier au niveau du toron 1 est assez faible, juste nécessaire pour assurer un ancrage de chaque brin vertical de l'étrier. Le raisonnement précédent est encore renforcé si on considère que l'effort introduit par le toron 1 est plus faible que celui introduit par les torons supérieurs. On décide donc d'utiliser la température relevée le long des faces verticales au niveau du centre de gravité géométrique des torons, c'est-à-dire au niveau du toron 5. Dans le cas d'une poutre en béton armé ne possédant qu'un seul lit d'armatures inférieures, par contre, il conviendrait certainement de s'intéresser de plus près à la température de l'étrier dans le coin de la section.

L'évocation de la poutre en béton armé classique amène la discussion sur le choix de la valeur de  $d$  à utiliser dans l'équation A1.1. S'il n'y a qu'un seul lit d'armatures,  $d$  est naturellement compté à partir du niveau des armatures. En cas d'armatures placées à des niveaux différents, comme c'est le cas ici, on serait amené à compter  $d$  à partir du centre de gravité des efforts dans les torons, c'est-à-dire plus haut que le niveau moyen, si on donne au terme  $0.9 d$  la signification du bras de levier des efforts internes. Comme les efforts dans les torons varient sans cesse, la position de ce point varie aussi au cours du temps. De manière simplifiée, on a choisi de toujours compter  $d$  à partir du niveau moyen des torons c'est-à-dire de surévaluer légèrement sa valeur. A titre indicatif, on compare la valeur constante utilisée,  $d = 595$  mm, à la valeur que l'on peut calculer en divisant le moment sollicitant par l'effort de

–

traction dans les torons au moment de la ruine, ce qui donne  $d = 533$  mm. La valeur choisie est donc surévaluée de 12%, au moment de la ruine flexionnelle.

-

En ce qui concerne la contribution du béton, il semble également naturel de tenir compte de la température et de réduire  $\tau_{Rd}$ . Se basant sur l'équation A1.3, et tenant compte de ce que cette formule intègre un coefficient partiel de sécurité de 1.5 dont on ne tient pas compte en cas d'incendie, on évalue la résistance au cisaillement de la manière suivante:

$$\tau_{k,i}(\theta_i) = 1.5 \times 0.035 f_{ck}^{2/3}(\theta_i) \quad (\text{A1.8})$$

avec  $\theta_i$  température de la tranche  $i$ .

Il faut remarquer que, en appliquant cette formule pour une qualité de béton donnée et en augmentant progressivement la température, la résistance au cisaillement décroît moins rapidement que la résistance à la compression, à cause de l'exposant 2/3. Si on considère que, en réalité, la résistance au cisaillement est plutôt liée à la résistance à la traction, on s'attendrait plutôt à la voir décroître plus rapidement. La question est toujours sujette à discussion, tout comme le fait de savoir s'il ne vaut pas mieux utiliser pour le terme  $V_{Rd1,c}$  la formule proposée dans le D.A.N. belge. Des calculs comparatifs, menés avec la formule du D.A.N. puis avec celle de l'Eurocode, ont montré de faibles différences dans ce cas particulier. Les écarts pourraient être plus grands dans une poutre faiblement armée longitudinalement.

Pour appliquer l'équation A1.8 dans une âme où la température n'est pas uniforme, on divise la section en un nombre fini de tranches verticales correspondant, évidemment, au maillage de la discrétisation par éléments finis. On relève les températures dans chaque tranche et on additionne les contributions au prorata de l'épaisseur de chaque tranche. Dans l'âme envisagée ici, dont la largeur est variable, on a également relevé les températures et les épaisseurs de tranche au niveau du 5<sup>ème</sup> toron.

Le choix du niveau est ainsi cohérent avec la valeur de  $d$  choisie pour le terme contributif des étriers. Tout naturellement, on a d'ailleurs choisi la même valeur de  $d$  pour la contribution du béton que pour la contribution des étriers. Or, il se pourrait que ce choix ne soit pas tout-à-fait correct. En effet, comme l'explique le Professeur Broucke [6], la valeur de  $d$  dans la formule A1.2 n'est plus liée à un bras de levier, comme c'était le cas dans la formule A1.1, mais bien à la longueur des fissures sur lesquelles le phénomène d'*aggregate interlock* peut se développer. On aurait peut-être intérêt, pour ce terme, à compter  $d$  à partir du toron inférieur. Dans les calculs ayant donné les résultats présentés ci-dessous, on a gardé la valeur constante de 595 mm.

En ce qui concerne la contribution de la précontrainte, on applique aussi l'équation A1.6 en divisant l'âme en tranches parallèles et en relevant directement la contrainte  $\sigma_{1,i}$  dans chacune des tranches au lieu de calculer une valeur moyenne par l'équation A1.7. Bien entendu, on compte une contribution positive pour les tranches en compression et une contribution nulle pour les tranches tendues ou, a fortiori, fissurées. Ici aussi, on a utilisé la valeur constante de  $d = 595$  mm.

Tenant compte de toutes les remarques exposées ci-dessus, la formule utilisée pour estimer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton précontraint soumise à l'incendie est la suivante :

$$V_R = A_{sw} f_{ywk}(\theta_s) \frac{0.9 d}{s} + k (1.2 + 40 \rho l) d \sum_i b_i \tau_{k,i}(\theta_i) + 0.15 d \sum_i \sigma_{l,i} b_i \quad (A1.9)$$

Cette formule, appliquée au cas particulier de la poutre testée à Gand, donne les résultats présentés à la figure A1.9.

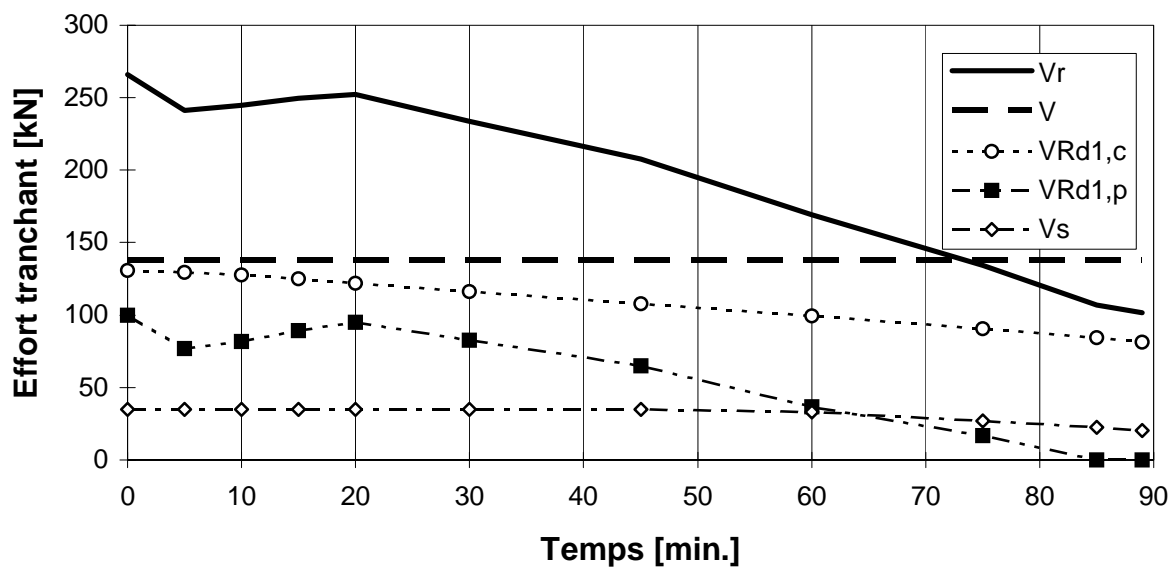


Fig. A1.9 : Evolution de la résistance à l'effort tranchant

On remarque que, des trois contributions, c'est celle du béton qui est la plus importante. Elle décroît progressivement au cours du temps. Vient ensuite la part due à la précontrainte. Elle chute au début de l'essai, dès qu'apparaissent les tractions au coeur de l'âme, augmente légèrement jusqu'à 20 minutes puis diminue par la suite, suivant en cela l'évolution de l'effort de précontrainte. Lorsqu'on approche de la capacité flexionnelle ultime, cette composante s'annule, ce qui reflète bien le mode de ruine semblable à celui d'une poutre en béton armé où la majeure partie de la section est en traction lorsque les aciers tendus se plastifient. La part due aux étriers est assez faible à cause du petit nombre d'étriers mis en place. Elle décroît cependant moins rapidement que les autres termes, du moins pour cette durée de 90 minutes.

La capacité de résistance à l'effort tranchant est épuisée après 73 minutes c'est-à-dire après une durée très proche de 76 minutes, moment où, lors de l'essai, la flèche a commencé à

augmenter très rapidement et où la charge des vérins n'a pu être maintenue à sa valeur nominale.

Sans accorder aux chiffres plus de valeur que les approximations introduites dans la formule ne le permettent, on remarque néanmoins que le calcul de l'effort tranchant résistant met bien en évidence que ce mode de ruine est susceptible de se produire avant l'épuisement de la capacité flexionnelle. Au moment où la ruine se produirait par excès de flexion, vers les 90 minutes, la capacité de résistance à l'effort tranchant ne vaut plus que les trois quarts de l'effort sollicitant.

### Remarques.

1. Pour les raisons expliquées précédemment, il n'a pas été tenu compte des contributions apportées par le béton et la précontrainte dans le dimensionnement d'un nouveau type de poutre. La formule A1.9, appliquée à la poutre du nouveau type qui a été testée, montre donc que la résistance à l'effort tranchant y était surabondante. Effectivement, le deuxième essai a bien atteint les deux heures visées et la ruine fut du type flexionnel. On ne peut cependant pas utiliser le résultat de ce deuxième essai pour confirmer le modèle développé. Tout au plus ne l'infirmait-il pas.
2. Il faut se garder de tirer des conclusions quantitatives de portée générale sur base de l'exemple traité ici parce que la géométrie de la section droite conditionne la distribution des températures et, donc, l'effet des gradients thermiques. La position des torons est évidemment très importante également. Pour une poutre comme celle de la figure A1.10, par exemple, on peut prévoir que l'échauffement dans l'âme, plus rapide que dans les deux blocs semelle, induirait dans l'âme un surcroît de compression qui empêcherait la fissuration d'apparaître au centre de l'âme. Le modèle développé ci-dessus resterait d'application, mais les résultats pourraient être très différents. Dans le cas, d'une section comme celle de la figure A1.10, on serait d'ailleurs bien inspiré de vérifier aussi la résistance des bielles de compression, ce qui pourrait également se faire par découpage de l'âme en tranches verticales de températures différentes.

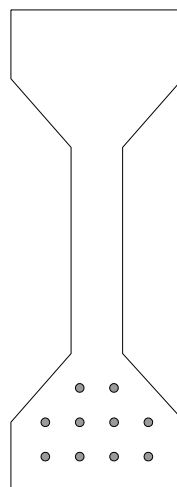


Fig. A1.10 : Poutre précontrainte de type différent



-

-

## A1.5 CONCLUSIONS

L'essai au feu réalisé à Gand sur une poutre précontrainte en vraie grandeur montre que, dans certains cas, la résistance à l'effort tranchant peut être plus critique que la résistance à la flexion.

En cas d'incendie, il existe bien une contribution du béton tendu et une contribution de la précontrainte qui s'ajoutent à la contribution des étriers pour la reprise de l'effort tranchant, comme c'est le cas à température ordinaire.

Bien que certains points puissent encore être discutés et précisés, et bien que la validation n'ait porté que sur un seul exemple, le modèle de l'Eurocode modifié pour tenir compte du champ thermique non uniforme semble à même de prédire l'évolution au cours du temps de la résistance au cisaillement des poutres précontraintes soumises à l'incendie. L'application de ce modèle nécessite la connaissance précise du champ thermique si l'on veut tenir compte de la contribution du béton. Dans le cas des géométries complexes que l'on rencontre souvent en pratique, l'utilisation d'un outil numérique est certainement plus précise que l'emploi de tables ou de graphes établis pour des géométries simples. La prise en compte de l'influence de la précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant requiert l'utilisation d'un code de calcul numérique non linéaire permettant de donner accès aux contraintes longitudinales. Les contributions du béton et de la précontrainte sont loin d'être négligeables, mais leur importance relative est différente de cas en cas. Le projeteur qui veut faire l'économie des calculs nécessaires à leur évaluation est condamné à les négliger, c'est-à-dire à utiliser beaucoup plus d'étriers qu'il n'est strictement nécessaire.

## REFERENCES

- [1] FIP Recommendations - Precast prestressed hollow core floors. Thomas Telford, Londres, 1988.
- [2] Design of concrete structures for fire resistance. Bulletin d'information N°145, Comité Euro International du Béton, 1987.
- [3] Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design. ENV 1987-1-2, CEN, Bruxelles, novembre 1995.
- [4] J.M. Franssen et A. Bruls, *Design and tests of prestressed concrete beams*, 5th Int. Symposium, IAFSS, 1997.
- [5] NBN B 15-002. Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments, IBN, Bruxelles, 1995.
- [6] A. Broucke, lettre ABr/FP/IBN/8702, communication privée, 21 janvier 1997.

## A2.1 INTRODUCTION

La manière la plus classique de tester les structures soumises au feu est d'appliquer une charge constante sur un élément isolé et non bridé, une colonne par exemple. Lors de la simulation pas-à-pas de ce type d'essai, un programme numérique reproduit la même séquence d'événements. La charge est appliquée sur l'élément non chauffé, en plusieurs étapes si nécessaire, et le programme calcule la position d'équilibre avant l'allumage des brûleurs. Ensuite, les températures de l'élément s'élèvent progressivement et le programme détermine les positions d'équilibre successives sous l'effet de la charge appliquée dont la valeur reste constante. Après un certain temps, les propriétés des matériaux se sont dégradées à un tel point que l'équilibre n'est plus possible. La matrice de rigidité n'est plus définie positive. Physiquement, cela signifie que les déplacements additionnels sont accompagnés d'une diminution progressive de la charge que supporte l'élément. Il n'est pas possible de dépasser un certain temps de résistance même si on divise le pas de temps à l'infini. Plus on divise le pas de temps, plus on se rapproche de ce temps limite, mais il est impossible de le dépasser.

Dans le cas simple d'une colonne isolée, cet instant limite correspond effectivement à la ruine, définie comme l'épuisement de la capacité portante de la structure. A partir du moment où la colonne s'est dérobée latéralement, elle est incapable de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue et ce défaut de capacité portante ne cesse d'augmenter avec l'ampleur des déplacements.

Dans certains cas plus complexes, il arrive que, localement, une partie de la structure perde sa capacité portante et se dérobe. Numériquement, cela conduit aussi à une matrice de rigidité de la structure qui n'est plus définie positive. De la même manière que pour un élément isolé, il n'est pas possible, même en raffinant fortement le pas de temps, de dépasser le temps correspondant à la ruine locale. Parfois, cette ruine locale entraîne automatiquement la ruine de toute la structure et le temps de résistance donné par le calcul correspond bien à la durée de résistance de l'ensemble. C'est le cas, par exemple, du flambement d'une barre comprimée dans un treillis isostatique. Si, par contre, la barre qui flambe fait partie d'un treillis hyperstatique ou d'une ossature à cadre, il est possible que, au-delà de l'instant de cette ruine locale, la partie de l'effort qui ne peut plus être supportée par la barre en question soit en réalité redistribuée aux autres barres et que l'ensemble de la structure se déplace vers une autre position dans laquelle elle retrouve un état d'équilibre. Le temps limite au-delà duquel le calcul ne peut se poursuivre ne correspond donc pas à celui où la capacité portante de la structure est épuisée et il importe de disposer d'un moyen pour atteindre, par le calcul, le temps de ruine réel. C'est notamment le cas des colonnes dont la dilatation axiale est bridée par le reste de la structure et dont la température critique ne peut être évaluée correctement que s'il est possible de dépasser l'instant de la ruine locale.

Le paragraphe suivant introduit brièvement la technique de la longueur d'arc, *arc length*, telle qu'on l'utilise à température ambiante pour résoudre le problème des ruines locales. On montre ensuite à l'aide d'un exemple simple comment la même technique peut apporter une solution en cas de ruine locale dans une structure qui subit des échauffements localisés. Enfin, on traite le cas des colonnes bridées et on montre comment il est possible d'évaluer de manière sécuritaire la température qui amène la ruine de la structure sans connaître la raideur de celle-ci.

## A2.2 LA TECHNIQUE DE L'ARC LENGTH

Le problème décrit dans l'introduction n'est pas particulier aux structures qui subissent les effets d'un incendie. Il peut aussi se poser pour les structures qui subissent un chargement à température ordinaire. Pour des raisons graphiques qui apparaîtront par la suite, on fait souvent référence à ce problème comme celui du passage des maximums. Le problème peut être dû à une ruine locale dans la structure où, dans d'autres cas, à une instabilité temporaire de toute la structure alors qu'il existe une autre position qui pourrait assurer l'équilibre. C'est un cas de ce type qui sert à illustrer la discussion suivante.

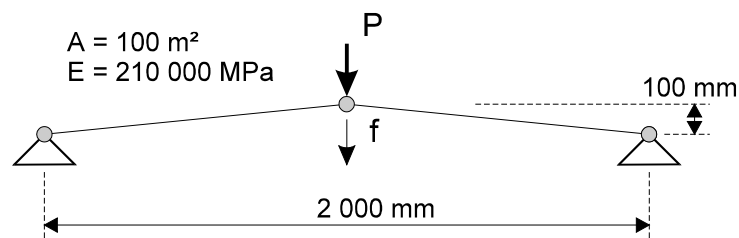


Fig. A2.1 : Treillis élastique

Si on étudie la structure élastique très simple de la figure A2.1 et qu'on augmente progressivement la charge  $P$ , il n'est pas possible de dépasser une charge maximale qui est de l'ordre de 4 000 N. Sur la courbe charge-déplacement de la figure A2.2, il n'est pas possible de dépasser le point A, même si on réduit le pas de charge à une valeur infime.

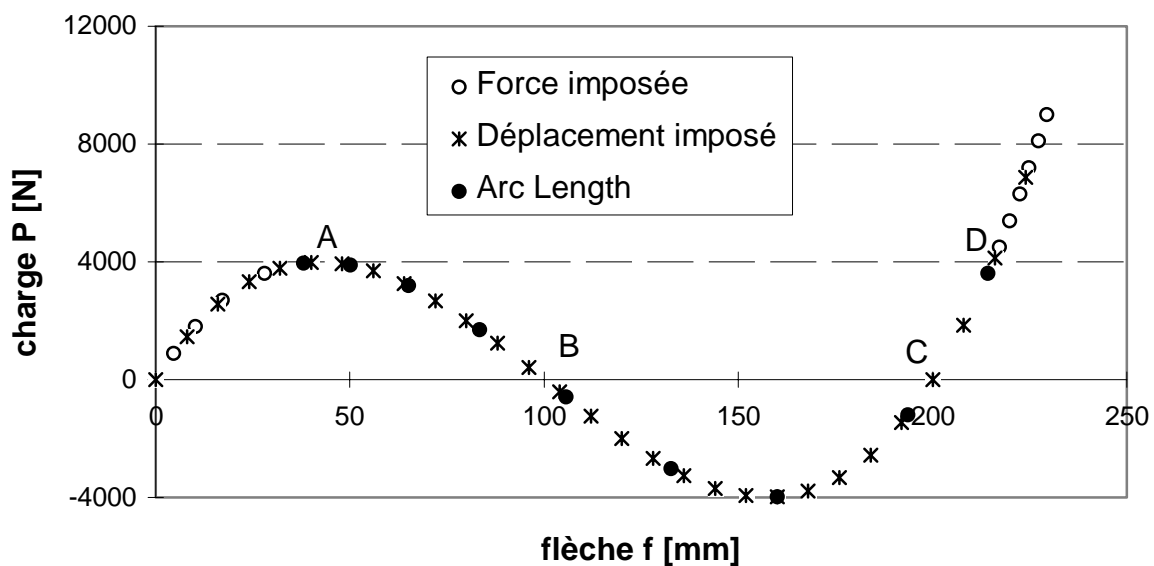


Fig. A2.2 : Courbe charge-déplacement

Dans ce genre de cas très simple où la réponse de la structure est conditionnée par un seul degré de liberté, il est possible de travailler à déplacement imposé. C'est le déplacement du point d'application de la charge qui est prescrit et on relève la valeur de P correspondant à chaque valeur du déplacement. Pour cet exemple, où on a utilisé des pas de 8 mm afin d'obtenir une courbe bien continue, l'écriture du système d'équations est telle qu'il n'y a aucun problème à dépasser le point A et à trouver d'autres positions d'équilibre. On vérifie que, au point B, la flèche de 100 mm signifie que les barres sont en position horizontale et que, par symétrie, il y correspond une charge nulle. Au point C, avec une flèche de 200 mm, les barres occupent une position symétrique à leur position de départ par rapport au plan des appuis. Elles pendent vers le bas de 100 mm et, leur longueur étant revenue à sa valeur initiale, elles ne sont pas chargées non plus. Au-delà de ce point, tout accroissement du déplacement s'accompagne d'une forte traction dans les barres, c'est-à-dire d'une augmentation de la force P. La position sur la courbe du point A qu'il n'était pas possible de dépasser à force imposée indique bien pourquoi on cite ce problème comme celui du passage des maximums. Le passage du maximum de la charge sous déplacements croissants est appelé *snap through*, ce qui convient parfaitement ici pour indiquer que les barres sont passées à travers la position neutre du point B pour retrouver d'autres positions d'équilibre.

Dans l'exemple montré ici, on pourrait imaginer de réaliser une expérience où le déplacement serait imposé à l'aide d'une vis sans fin et où une cellule de charge interposée permettrait le relevé de la courbe. Il est cependant des cas plus complexes où cela ne serait pas possible parce que, par exemple, le nombre de degrés de liberté est trop important et qu'il est impossible de savoir a priori celui où il faudrait contrôler le déplacement. Numériquement, le problème est fort semblable et la technique du déplacement imposé ne peut résoudre tous les cas avec passage de maximum. Il faut mettre en oeuvre un autre type de méthode, les méthodes de Risk ou d'*arc length*. La base de ces méthodes consiste à ajouter une inconnue au problème, normalement le multiplicateur des charges appliquées. Bien entendu, il faut alors ajouter une équation, *constraint equation*, comprenant cette variable. Diverses expressions et variantes ont été proposées mais, de manière la plus simple, dans un cas à un seul D.D.L., on pourrait écrire une expression du type suivant:

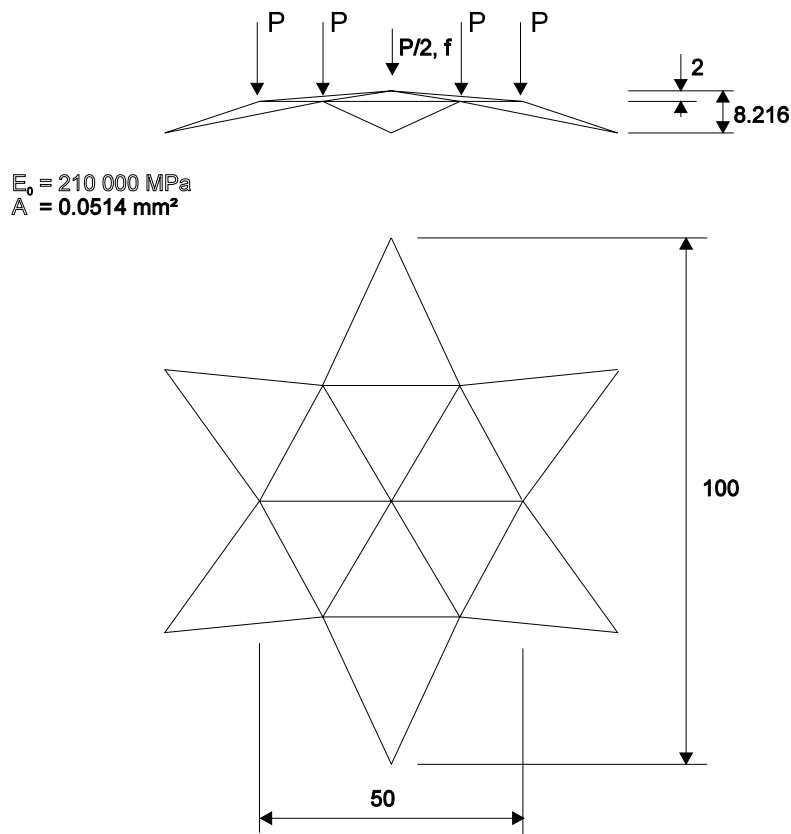
$$dP^2 + df^2 = r^2 \quad (\text{A2.1})$$

avec	dP, df	accroissement de charge et de flèche à déterminer pour obtenir la situation d'équilibre suivante à partir d'un point d'équilibre connu et
	r	longueur du pas, fixée dans le programme ou à choisir par l'utilisateur.

L'équation A2.1 est celle d'un cercle dans le plan P,f ce qui explique le nom de la méthode. Ici, la charge et le déplacement sont tous deux inconnus et le programme les détermine sur base des équations d'équilibres et de l'équation A2.1. On voit sur la figure A2.2 que la méthode permet de suivre exactement la même courbe que la technique des déplacements imposés. On pourrait ainsi décrire l'ensemble de la courbe par la méthode de l'arc mais, pour des raisons qui apparaîtront par la suite, on a dans ce cas parcouru la première partie de la courbe à charge imposée jusqu'à ne plus avoir convergence, un peu avant le point A, puis on a poursuivi par la méthode de l'arc jusqu'au point D où la force a de nouveau la

valeur qui était la sienne au passage du maximum, après quoi on poursuit le calcul de nouveau à force imposée.

Pour illustrer les possibilités de la technique, on étudie le dôme en treillis de la figure A2.3 et on suit la courbe que forment les charges appliquées  $P$  et la flèche au sommet du dôme. La difficulté vient ici du fait que la charge est appliquée en sept endroits différents mais aussi du fait que, à certains moments, la charge diminue sous flèche décroissante, à partir du point A, par exemple, sur la figure A2.4. On parle alors de *snap-back* et ce comportement n'est évidemment pas analysable en travaillant à déplacement imposé, puisque la courbe présente une tangente verticale. La courbe de la figure A2.4 correspond très bien à ce qui a été présenté par d'autres auteurs. A titre de vérification, on relève les points de charge nulle pour une flèche de 8.216, où la structure est horizontale et dans le plan des appuis, et de 16.432 où elle occupe une position symétrique par rapport à la position de départ.



**Fig. A2.3 : Dôme 3D**

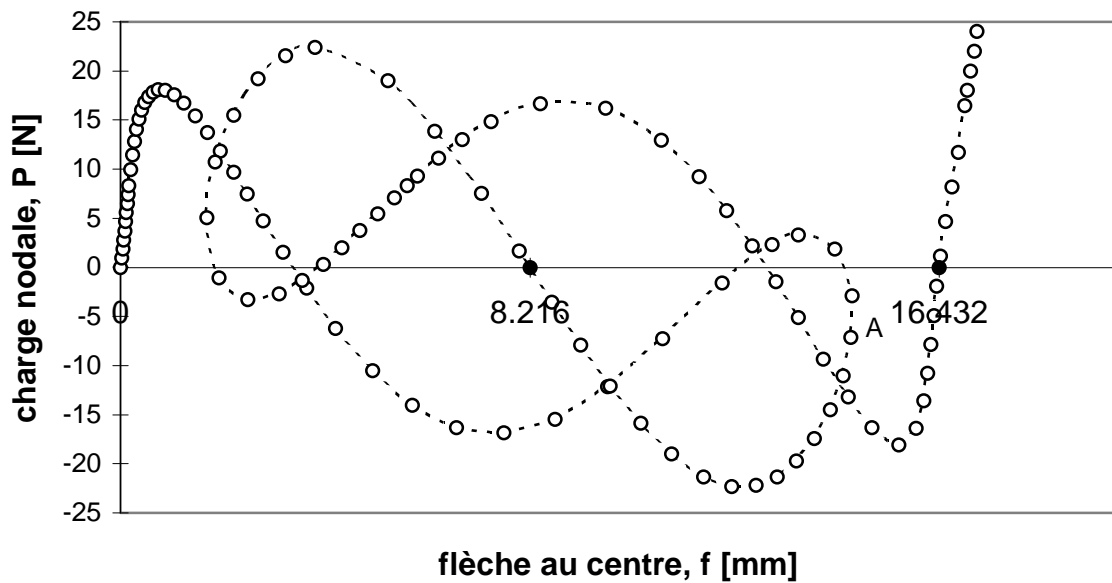


Fig. A2.4 : Courbe avec snap back

### A2.3 APPLICATION AUX STRUCTURES INCENDIEES

On étudie la structure simple définie à la figure A2.5. Elle est plus simple que le treillis présenté ci-dessus mais ses dimensions sont plus réalistes. La poutre encastree ne peut, à elle seule, supporter la charge concentrée de 100 kN qui est appliquée à son extrémité. Elle est supportée par un bracon oblique articulé à ses deux extrémités et possédant une imperfection géométrique de forme sinusoïdale et d'amplitude maximale égale à 1/1000 de la longueur.

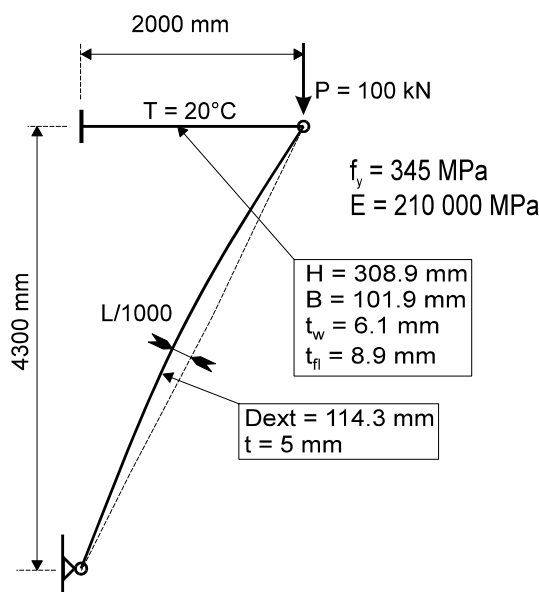


Fig. A2.5 : Poutre et bracon

Pour l'étude numérique, on applique tout d'abord la charge à force imposée, en un seul pas. On constate que le bracon supporte 93.4 kN des 100 kN appliqués. La poutre ne reprend que 6.6 kN, voir point A sur la figure A2.6. Le point d'application de la charge se déplace de 1.7 mm vers le bas, voir point A de la figure A2.7.

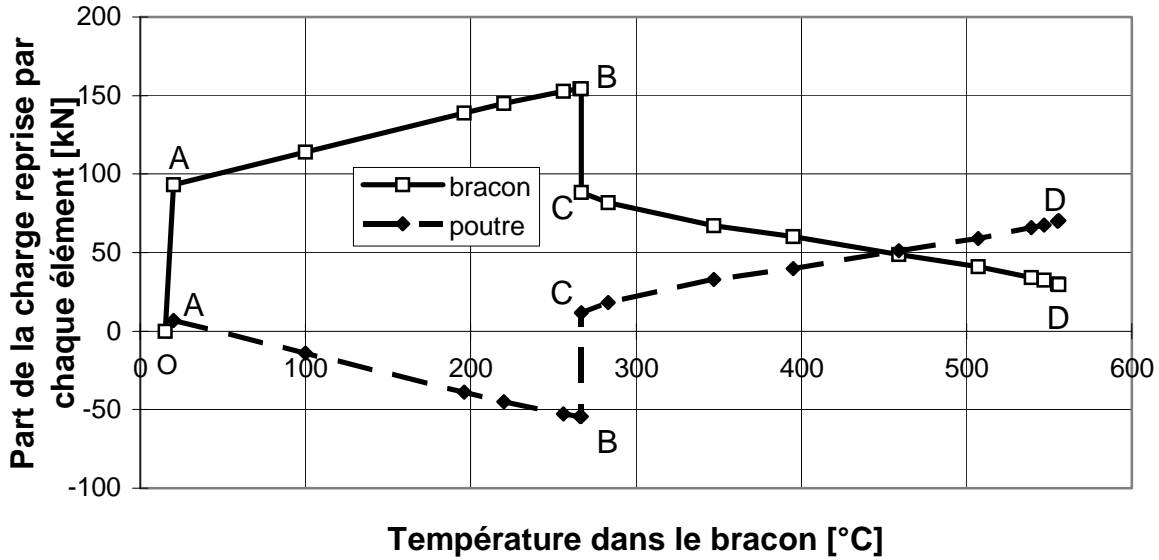
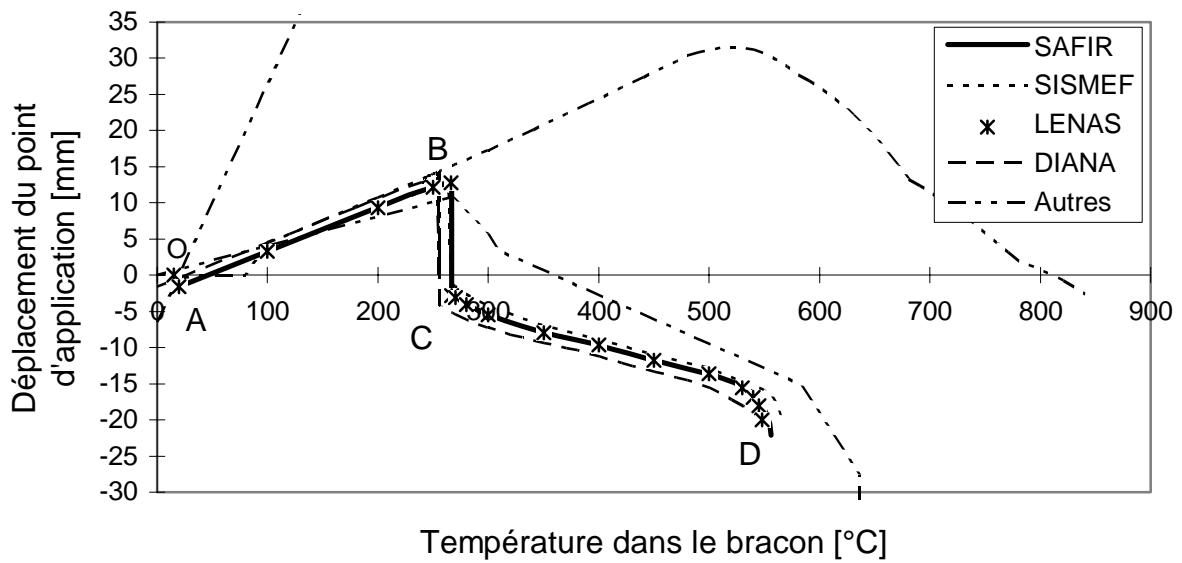


Fig. A2.6 : Evolution des efforts





**Fig. A2.7 : Evolution du déplacement vertical en bout de poutre**

Dans un deuxième temps, on suppose que la température du bracon s'élève progressivement tandis que la charge et la température de la poutre ne varient pas. Sous l'effet de la dilatation thermique dans le bracon, le point d'application de la charge remonte, voir figure A2.7. Pour une température de 267°C, il se trouve 12.8 mm plus haut que dans la configuration initiale. A cause de la raideur de la poutre, cela entraîne une augmentation de la réaction verticale supportée par le bracon qui atteint une valeur maximale de 154 kN. La poutre, elle, est forcée vers le haut par une force verticale de 54 kN, voir figure A2.6. Avec l'algorithme qui est utilisé pour l'étude des éléments isolés, il est impossible de dépasser la température de 267°C dans le bracon, quelle que soit la taille du pas de temps choisi. La stratégie utilisée dans le programme SAFIR, si l'utilisateur l'a activée lors de l'introduction des données, est, à partir du moment où le pas de temps a été réduit automatiquement jusqu'à sa valeur limite et que l'équilibre n'est pas possible, de supposer que le champ de température ne varie plus durant un temps infiniment bref et d'appliquer la technique de *l'arc length*. Le programme va en fait permettre à la charge de diminuer, pendant ce bref instant qui n'a pas de durée, et faire évoluer la structure depuis la position d'équilibre B vers une autre position, indiquée sur les figures par la lettre C, où l'équilibre est à nouveau assuré, c'est-à-dire une position dans laquelle la structure est de nouveau capable de supporter la charge appliquée. Le passage de B en C correspond au flambement du bracon qui se dérobe latéralement et dont les deux extrémités se rapprochent puisque le déplacement du point d'application est maintenant de 2,8 mm vers le bas, voir figure A2.7. La charge que supporte le bracon dans cette position n'est cependant pas nulle. Elle est encore de 88.2 kN. De B en C, une charge de 66.1 kN a été transférée du bracon à la poutre qui, dans la nouvelle position, reprend 11.8 kN de la charge appliquée.

Ayant trouvé cette nouvelle position d'équilibre, il est ensuite possible d'augmenter à nouveau la température dans le bracon. La position géométriquement instable dans laquelle se trouve le bracon, plus le fait que la raideur et la résistance de l'acier diminuent lors de l'échauffement, l'emportent sur les allongements thermiques de sorte que la flèche évolue vers le bas. La ruine finale survient pour une température de 556°C, alors que la charge supportée par le bracon a chuté à une valeur de 29.7 kN et que la poutre ne peut reprendre plus que les 70.3 kN qu'elle supporte à ce moment, voir point D sur la figure A2.6. La flèche juste avant la ruine est de 22.1 mm vers le bas.

Sur la figure A2.7, on a repris l'évolution de la flèche telle qu'elle a pu être calculée par les programmes LENAS et SISMEF au C.T.I.C.M., en utilisant la matrice de rigidité sécante, ou par le programme DIANA au T.N.O., à l'aide de la longueur d'arc [1]. Ces 3 programmes donnent le même type de résultat que le programme SAFIR, tant pour le comportement général que pour la température de ruine de la structure. Trois autres courbes montrent qu'il est parfois possible d'obtenir des résultats très différents.

Cet exemple montre que, à défaut d'avoir prévu la possibilité de rechercher une autre position d'équilibre lorsqu'une instabilité locale se produit, la durée de résistance au feu obtenue par la simulation peut, dans certaines structures, être de beaucoup inférieure à la durée de résistance réelle, celle qui correspond à la perte de capacité portante de la structure. La technique de *l'arc length* peut convenir pour permettre au programme de trouver cette

autre position d'équilibre vers laquelle la structure se déplace après l'apparition de la ruine locale.

L'exemple présenté ici a déjà plus de sens physique que les deux structures en treillis qui ont servi à exposer le problème à température ambiante. Il est néanmoins encore assez académique dans la mesure où ce type de structure ne se rencontre pas très souvent dans les bâtiments. Le paragraphe suivant traite du cas qui est probablement, en situation d'incendie, le plus susceptible de donner lieu à des ruines locales, celui des colonnes dans les ossatures à cadres.

## A2.4 CAS PARTICULIER DES COLONNES

Il peut arriver que, dans une ossature à cadre, une colonne soit soumise à l'action de l'incendie alors que les autres colonnes du même niveau en sont préservées. Cela ne peut se concevoir que dans l'hypothèse d'un incendie naturel localisé car, dans l'optique d'un incendie normalisé, l'élévation de température s'applique à l'ensemble d'un compartiment, c'est-à-dire, pour un immeuble à étages, tout le volume occupé par un étage. Dans cette dernière hypothèse, toutes les colonnes subissent la même élévation de température sauf en cas, peu probable, de protections thermiques différentes d'une colonne à l'autre. Dans la réalité, le scénario d'un incendie localisé est le plus probable, ne serait-ce que durant les premiers temps de l'incendie. A cause des dilatations thermiques qui s'y produisent, la colonne ainsi soumise à l'échauffement verra l'effort normal sollicitant augmenter. Cette augmentation sera d'autant plus forte et rapide que la raideur des éléments structuraux qui la lient aux autres colonnes est grande. On peut donc craindre, à juste titre, que sa ruine ne survienne pour une température critique inférieure à ce qu'elle pourrait supporter si elle n'était pas bridée.

Ce phénomène a fortement préoccupé nombre de chercheurs ces dernières années, depuis que le concept d'incendie réel et localisé tend à se généraliser.

En 1994, Wang et Moore étudient le problème numériquement et proposent une équation simple pour évaluer l'accroissement de compression induit par le bridage [2]. Cette équation, similaire à celle qui avait déjà été proposée précédemment par Petterson et al [3], a la forme suivante:

$$\Delta N = \frac{\alpha}{1 + \alpha} K_c (\varepsilon_{th} - \Delta \varepsilon_m) L_c \quad (A2.2)$$

$$\text{où } \alpha = K_s / K_c \quad (A2.3)$$

avec  $\Delta N$  augmentation d'effort normal,  
 $K_c$  raideur de la colonne, variant au cours du temps,  
 $K_s$  raideur du reste de la structure agissant comme un ressort en tête de colonne,  
 $\varepsilon_{th}$  déformation thermique à la température considérée,

$\Delta\varepsilon_m$  variation de la déformation mécanique sous contrainte constante due aux variations de la loi constitutive et  
 $L_c$  longueur de la colonne.

Le coefficient sans dimension  $\alpha$  défini par l'équation A2.3 n'est pas très pratique pour caractériser une situation car il varie au cours du temps avec la température de la colonne. Il est préférable d'écrire la formule sous la forme suivante qui fait appel à un coefficient dont la valeur est fixe:

$$\Delta N = \frac{R}{K_c / K_{co} + R} K_c (\varepsilon_{th} - \Delta\varepsilon_m) L_c \quad (A2.4)$$

$$\text{où } R = K_s / K_{co} \quad (A2.5)$$

avec  $K_{co}$  raideur de la colonne avant l'incendie.

Les auteurs montrent à travers une étude paramétrique que l'équation A2.2 est en bon accord avec leurs résultats numériques. La ruine ne survient pas toujours au moment où l'effort normal dans la colonne passe par son maximum mais, le plus souvent, alors que sa valeur a commencé à rediminuer. Sauf dans le cas des colonnes très courtes fortement chargées, la température de ruine est inférieure à ce qu'elle serait dans une colonne non bridée. Les réductions sont parfois très substantielles, surtout en cas de bridage très fort. Le cas d'un bridage parfait est même envisagé. En guise de conclusion, il est signalé que le bridage peut être particulièrement préjudiciable pour les colonnes.

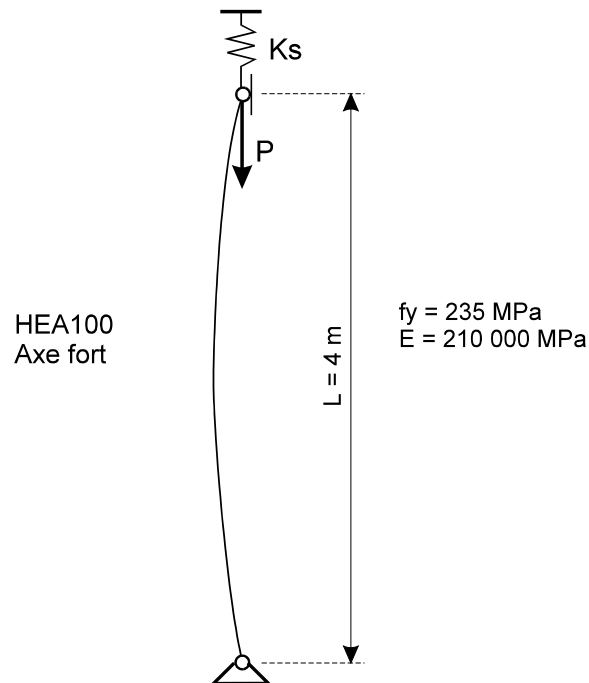
A la lumière de ce qui a été discuté précédemment, il est permis d'émettre quelques doutes sur la conclusion dégagée de l'étude qui vient d'être décrite. Sans mettre en cause la validité du modèle numérique utilisé, il faut bien constater que la ruine de la structure est assimilée à la ruine de la colonne. Est-on vraiment certain qu'il en sera toujours ainsi ?

Dans le cas limite du bridage parfait, par exemple, il est impossible de faire supporter à la colonne une quelconque charge avant l'incendie, puisqu'elle ne peut se raccourcir. Elle n'a donc pas de raison d'être et on pourrait tout aussi bien la supprimer de la structure. En tout cas, sa ruine consécutive au bridage ne va occasionner aucun changement au reste de la structure.

De manière plus réaliste, si le bridage existe, c'est que des éléments structuraux relient la colonne en question aux autres colonnes. Après l'apparition du flambement dans la colonne chauffée, ces éléments qui avaient induit la compression additionnelle devraient de même pouvoir transférer l'effort de la colonne qui se dérobe vers les colonnes adjacentes. Si ces éléments induisant le bridage ne périssent pas eux-mêmes, la question est en fait de savoir si les colonnes non chauffées auront la capacité portante suffisante pour supporter ce surcroît d'effort dû à la ruine de la colonne soumise à la chaleur, mais il ne faut pas s'avouer vaincu trop tôt et confondre ruine locale avec ruine de la structure.

Pour obtenir quelques ordres de grandeur, on étudie ici le cas de la colonne définie à la figure A2.8 à l'aide du programme numérique SAFIR. La charge  $P$  appliquée à la jonction

entre la colonne et le ressort élastique qui représente le reste de la structure est choisie de manière à induire dans la colonne un effort normal de 50 kN avant le début de l'échauffement.



**Fig. A2.8 : Colonne bridée**

Différents calculs sont menés pour différentes valeurs de la raideur de la structure  $K_s$  choisies pour obtenir les valeurs suivantes de  $R$  :  $R = 0$ , c'est-à-dire pas de bridage,  $R = 1\%$ ,  $R = 2\%$ ,  $R = 5\%$ ,  $R = 10\%$ , et  $R = \infty$ , c'est-à-dire un bridage total. Pour ce dernier cas, il ne peut y avoir de charge initiale dans la colonne.

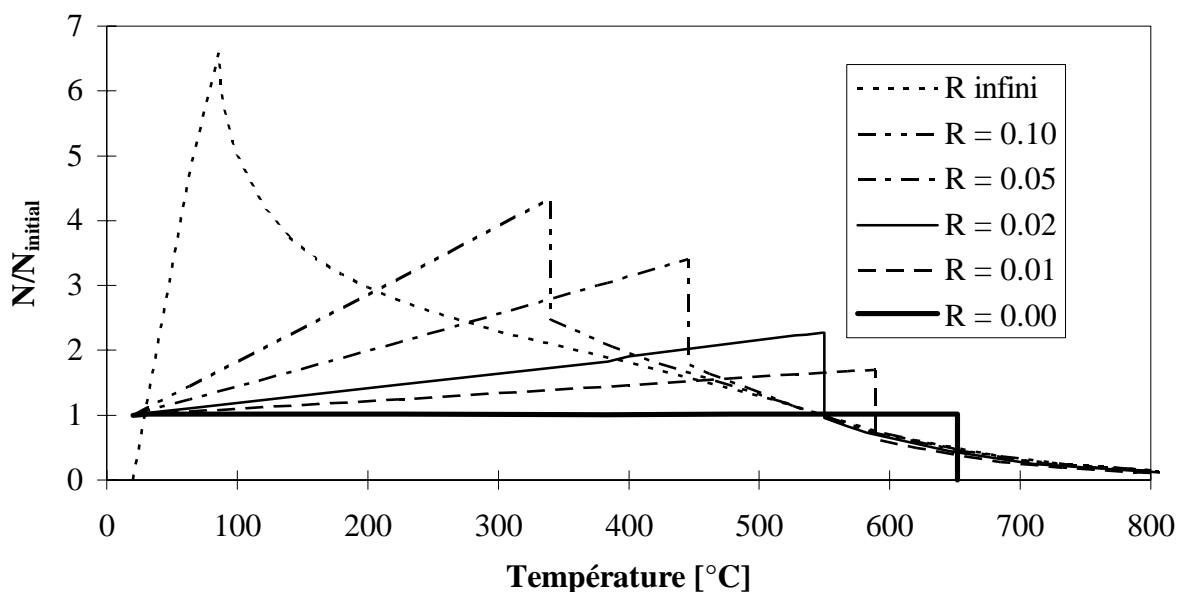
Si la colonne n'est pas bridée, sa ruine survient pour une température de  $652^\circ\text{C}$ , voir figure A2.9. En cas de bridage, l'effort normal augmente d'autant plus rapidement que le bridage est fort, et on observe effectivement la ruine locale de la colonne pour une température qui est d'autant plus faible que le bridage est fort. C'est à cette ruine locale que s'arrêtent Wang et Moore. On note effectivement que la température qui déclenche la ruine locale peut être de beaucoup plus faible en cas de bridage que pour la colonne libre.

Avec un algorithme qui permet de dépasser l'instant de cette ruine locale, la charge dans la colonne diminue mais il n'y a pas de ruine de la structure. La température peut continuer à augmenter indéfiniment. La colonne finit par être tout simplement suspendue par son poids propre au ressort. Cela n'est possible, évidemment, que grâce à la résistance infinie du ressort.

L'ordre de grandeur du bridage habituellement rencontré dans les colonnes de bâtiments réels est de l'ordre de 2 à 3% [2]. La figure A2.9 permet cependant de dégager une grande simplification dans la façon d'estimer de manière sécuritaire la durée de résistance de la structure. Il suffit pour cela de mener une simulation sur la colonne qui est totalement

bridée. L'effort normal augmente jusqu'à une valeur très élevée, puis il diminue et repasse par la valeur initiale de 50 kN pour une température de 550°C. On constate qu'il existe une valeur limite du bridage, égale à 2% dans ce cas-ci.

- Pour toute valeur du bridage qui est supérieure à cette valeur limite, la ruine locale survient pour une température qui est inférieure à 550°C, mais la colonne bridée peut encore supporter à ce moment un effort supérieur aux 50 kN pour lesquels elle a été prévue. Lorsque la température continue de s'élever, l'effort repris diminue jusqu'à la valeur de 50 kN, atteinte à la température de 550°C **quel que soit le bridage, pour autant qu'il soit supérieur à la valeur limite**. On peut démontrer qu'il doit forcément en être ainsi, puisque le ressort est élastique.
- Si, par contre, le bridage est inférieur à la valeur limite, la ruine locale survient pour une température supérieure à ces 550°C.



**Fig. A2.9 : Evolution de l'effort normal**

On peut donc en conclure que la courbe qui donne la valeur de l'effort de bridage en fonction de la température dans une colonne totalement bloquée axialement peut être utilisée de manière sécuritaire pour associer une température de ruine à la charge supportée par la colonne avant l'incendie, quel que soit le degré de bridage. Le projeteur est ainsi affranchi du fastidieux calcul qui est nécessaire dans certains cas pour déterminer le degré de bridage existant dans une construction. En fait, dans un bâtiment un tant soit peu complexe, la valeur de la raideur que l'on peut calculer n'est jamais qu'une approximation. Bennets et al, qui se sont aussi intéressés au bridage des colonnes, ont évalué le degré de bridage dans trois immeubles de 5, 10 et 20 étages [4]. Leur évaluation est assez détaillée puisqu'ils prennent en compte la fissuration du béton, ce qui donne une raideur des poutres mixtes dépendant du sens de la flexion, la raideur des assemblages prévus initialement pour fonctionner comme des rotules mais traités en semi-rigide, la raideur axiale des colonnes non chauffées, etc. Les auteurs signalent qu'il a été nécessaire de poser certaines hypothèses sécuritaires pour évaluer

le degré de bridage. La détermination du degré de bridage résulte de la résolution itérative d'un système d'équations comptant autant d'inconnues qu'il y a de niveaux dans le bâtiment. Le recours à la modélisation numérique simplifierait évidemment le traitement des équations, surtout s'il fallait analyser les colonnes des étages supérieurs dont les deux extrémités peuvent se déplacer. Le résultat obtenu néglige cependant une série de contributions secondaires dont il est difficile d'apprécier la valeur. On pense par exemple à la raideur au cisaillement des parois verticales.

Bennets et al arrivent, au terme de leur étude, à conclure que le bridage axial n'exerce pas une influence aussi défavorable qu'on ne le pense habituellement. Pour aboutir à cette conclusion, ils ont recours aux hypothèses que la dilatation thermique n'a d'effet que sur les  $\frac{3}{4}$  de la longueur de la colonne chauffée et que celle-ci subit un raccourcissement plastique de 2 mm avant que la ruine ne survienne. Ils assimilent par contre la ruine de la colonne à celle de la structure.

Dans les développements exposés ci-dessus faisant appel à la notion de ruine locale et ayant abouti à l'utilisation de la colonne totalement bridée, on a considéré que la ruine de la structure se produisait dès que la colonne soumise à l'incendie n'était plus capable de supporter la charge qui lui était appliquée avant le déclenchement de l'incendie. En fait, il est probable que la température puisse s'élever davantage grâce au transfert d'une partie de cette charge vers les colonnes adjacentes non soumises aux effets de l'incendie. La capacité portante de ces autres colonnes est, en effet, loin d'être épuisée par les charges réellement appliquées au moment où débute l'incendie.

Dans le cas le plus défavorable d'une structure en acier, avec un coefficient partiel de sécurité sur la résistance du matériau égal à 1.0, chaque élément a été dimensionné pour supporter les charges de calcul alors que, en cas d'incendie, on peut estimer sa capacité portante sous charge caractéristique. C'est-à-dire que chacune des colonnes dont la température ne s'élève pas peut accepter un surcroît de charge de l'ordre de 40%.

A l'extrême, si on intègre le coefficient partiel de sécurité sur le matériau de 0,85 / 1.5 qui est appliqué à une colonne en béton armé, et si on considère que la charge à prendre en compte en cas d'incendie ne représente que 80% de la charge caractéristique, chaque colonne non chauffée peut voir sa charge tripler avant que la ruine ne se produise. Il pourrait donc exister des cas où la température critique de la colonne bridée qui amène la ruine de la structure serait supérieure à la température critique de la colonne isolée. On pourrait alors dire que le bridage tant redouté a en fait un effet favorable.

## A2.5 CONCLUSIONS

Après avoir introduit la différence entre ruine locale et ruine de la structure, on a rappelé que la technique de la longueur d'arc permet de manière élégante de résoudre le problème du passage des maximums à température ambiante et on a montré comment elle pourrait aussi apporter une solution en cas de ruine partielle dans une structure soumise à l'incendie.

On a ensuite traité le cas des colonnes bridées axialement et dont l'effort normal est modifié par l'effet du reste de la structure. Les simulations numériques qui, grâce à la technique de la longueur d'arc, ont pu être menées au-delà de la ruine locale ont permis de montrer qu'il est possible d'obtenir de manière simple une valeur sécuritaire de la température de la colonne qui est critique pour la structure. Il suffit d'analyser la colonne comme si elle était parfaitement bloquée axialement, ce qui ne nécessite pas l'évaluation de la raideur de bridage exercé par le reste de la structure sur la colonne. En outre, cette analyse de la colonne parfaitement bridée peut être menée à l'aide d'un algorithme classique, sans qu'il soit nécessaire d'avoir recours à la technique de la longueur d'arc.

## REFERENCES

- [1] C. Both, R. J. van Foeken et L. Twilt, Analytical Aspects of the Cardington Fire Test Programme, 2nd Cardington Conference, Cardington, UK.1996.
- [2] Y. C. Wang et D. B. Moore, *Effect of Thermal Restraint on Column Behaviour in a Frame*, 4th Int.Symp. on fire Safety Science, Ottawa, IAFSS, T. Kashiwagi éd., 1055-1066, 1994.
- [3] Y. C. Wang et D. B. Moore, *The effect of frame continuity on the critical temperature of steel columns*. 3rd Kenrensky Conf. on Global Trends in Struct. Engng., Singapore, 681-686, 1994.
- [4] I. D. Bennets, C. C. Poh, A. J. O'Meagher et J. R. Thomas, Restraint of Compression Members in fire, BHP Melb. Res. Lab. Rep. N° MRL/PSGS/89/002; 1989.

### A3.1 INTRODUCTION

Ce texte ne devrait normalement pas exister car il traite, en fait, d'un faux problème ou, à tout le moins, d'un problème qui ne devrait pas mériter une telle discussion : celui des contraintes résiduelles dans les profilés en acier, laminés ou reconstitués soudés. Tant qu'à traiter le sujet, il aurait probablement convenu d'en faire un des paragraphes du chapitre consacré aux modèles constitutifs. Si on a tenu à lui consacrer une des thèses annexes de ce travail, c'est devant la manière lancinante et, à tout dire, lassante dont il revient régulièrement. Peut-être aussi parce que nous avons été le premier, à notre connaissance, à en présenter la solution dans la communauté des chercheurs qui modélisent les bâtiments en cas d'incendie.

Quel est le problème ?

Il est bien connu que les refroidissements différentiels lors des processus de fabrication créent dans les profilés métalliques, qu'ils soient laminés à chaud ou reconstitués soudés, un état de contraintes auto équilibrées : les contraintes résiduelles. D'autres procédés d'élaboration, comme le profilage à froid par exemple, induisent aussi un état de contrainte dans les éléments. Le matériau, déjà contraint avant même l'application de toute sollicitation, ne pourra donc supporter avant d'atteindre, par exemple, sa limite élastique qu'une partie de la contrainte qui pourrait lui être appliquée s'il était vierge de toute contrainte résiduelle. Ce n'est vrai, évidemment, que si la contrainte additionnelle est de même signe que la contrainte résiduelle. Dans certains cas, ces contraintes résiduelles sont défavorables et on cherche à les réduire, voire les éliminer. Le procédé utilisé est le recuit de détente. L'élément est porté à température élevée durant un certain temps, après quoi il est refroidi lentement. A la suite de ce processus, l'élément est, normalement, de nouveau vierge de contraintes. Les contraintes résiduelles ont disparu ! Or, comme l'élément n'était pas chargé durant le processus, la seule action qui lui a été appliquée était celle de la température. C'est donc, pense-t-on à tort, que la température influence les contraintes résiduelles. Mais alors, en cas d'incendie, lorsque la température s'élève au sein des profilés, comment évoluent ces contraintes? On peut même se poser la question de savoir si, lors du recuit de détente, les contraintes résiduelles diminuent au cours de l'échauffement ou lors du refroidissement. Il est étonnant que personne n'ait eu l'idée, pour répondre à la question, de mesurer ces contraintes dans des profilés qui seraient portés à des températures successivement plus élevées.

### A3.2 MODELE ERRONE

Le modèle mathématique sous-jacent à ces questions est le suivant. Avant le recuit, on observe la situation suivante :

$$\sigma = \sigma_{r,20^{\circ}\text{C}} \quad (\text{A3.1})$$

avec  $\sigma$  contrainte et  
 $\sigma_{r,20^{\circ}\text{C}}$  contrainte résiduelle avant recuit



Après le recuit la situation suivante prévaut :

$$\sigma = 0 \quad (\text{A3.2})$$

C'est donc qu'on peut écrire :

$$\sigma_r = f(\tilde{T}) \quad (\text{A3.3})$$

où  $\tilde{T}$  représente l'histoire des températures.

Si on suppose que les contraintes résiduelles s'éliminent lors de l'échauffement, on peut représenter l'histoire des températures par la température maximale atteinte et même, si la température croît sans cesse comme c'est le cas avec l'incendie nominal, par la température instantanée. On a donc:

$$\sigma_r = f(T) \quad (\text{A3.4})$$

ou encore :

$$\sigma_r = g(T) \times \sigma_{r,20^\circ\text{C}} \quad (\text{A3.5})$$

En cas d'incendie, on utilise alors un modèle d'addition des contraintes qui s'écrit de la manière suivante:

$$\sigma = g(T) \times \sigma_{r,20^\circ\text{C}} + \Delta\sigma \quad (\text{A3.6})$$

Dans cette relation,  $\Delta\sigma$  est la variation de contrainte créée par les charges, les dilatations empêchées, ... Si la contrainte totale  $\sigma$  dépasse ce qui est permis, par exemple la limite élastique dans un modèle élastoplastique, il est alors nécessaire de réduire  $\Delta\sigma$ . Toute la question est de savoir quelle loi choisir pour la fonction  $g(T)$ .

Dans la plupart des cas, les contraintes résiduelles sont totalement ignorées, c'est-à-dire qu'on fait comme si  $\sigma_{r,20^\circ\text{C}}$  était égal à 0, ce qui dispense de se poser les questions à propos de  $g(T)$ . C'est une position somme toute assez logique. On suppose qu'un phénomène a une influence négligeable et on n'en tient pas compte. Le problème est qu'il n'est pas facile de juger si les contraintes résiduelles ont un effet négligeable en cas d'incendie. D'autres prennent la position inverse, c'est-à-dire que les contraintes résiduelles sont supposées garder la même valeur qu'à froid pendant toute la durée de l'incendie. On pose en fait  $g(T) = 1$ . Il semble que c'était le cas pour les travaux du groupe de Culver, [1] [2] et [3], et pour Wolfstiegl [4]. D'autres encore, comme Aribert [5] ou Setti [6], adoptaient une solution plus élaborée mais non justifiée théoriquement : les contraintes résiduelles diminuent avec la température suivant la même loi que la limite d'élasticité.

### A3.3 MODELE DES DEFORMATIONS INITIALES

En fait, la confusion vient probablement du vocable utilisé. On qualifie les contraintes en question de résiduelles parce qu'elles sont un résidu du passé. Cependant, en leur donnant un nom particulier, on accrédite l'idée qu'elles ont une existence propre qui permet de les dissocier des autres contraintes. En réalité, les contraintes résiduelles ne sont que les contraintes qui existent dans un corps lorsque celui-ci est à l'état de référence, l'état initial à partir duquel on va calculer son évolution. Il serait donc plus correct de parler de contraintes initiales. Les contraintes résiduelles n'ont donc pas de signification physique à proprement parler, puisqu'elles dépendent de l'état initial que l'on choisit. Dans le cas d'un treillis hyperstatique, par exemple, si on considère comme état initial celui des profilés avant montage, on parlera de contraintes résiduelles de laminage pour indiquer que les contraintes initiales résultent du processus de laminage. Si l'on choisit un autre état initial, par exemple le treillis assemblé mais non chargé, on parlera de contraintes résiduelles de montage pour indiquer que les contraintes initiales résultent, en plus du laminage, du montage de la structure (imperfection dans les longueurs des barres).

Les contraintes résiduelles, liées à un état initial, ne peuvent donc pas évoluer mais servent uniquement à définir cet état initial. Dès que le corps quitte cet état initial, les contraintes résiduelles cessent d'exister. Il n'y a plus que des contraintes. Bien sûr, on peut calculer l'évolution des contraintes dans un corps présentant un état de contraintes initiales, puis dans le même corps n'en ayant pas. On peut aussi calculer la différence entre les deux cas, mais appeler cette différence " ce que sont devenues les contraintes résiduelles " est abusif. Dans le cas d'un profilé laminé que l'on recuit jusqu'à y faire disparaître les contraintes dues au laminage, dire que les contraintes ont disparu revient à dire qu'on change d'état initial. On va calculer l'évolution future du profilé à partir de ce nouvel état, non contraint donc plus simple pour les calculs.

Certains, prenant comme état initial celui de la matière en fusion, non contrainte et non résistante, modélisent toutes les évolutions mécaniques et thermiques de la matière lors de laminage et sont capables de prédire ces fameuses contraintes résiduelles de laminage qui sont alors le résultat final de leur calcul. Pour la modélisation d'une structure formée de poutres, il serait inutile et beaucoup trop lourd de traiter toute cette phase de fabrication des éléments. Il est préférable de prendre comme état initial celui des éléments fabriqués mais non chargés et d'introduire dans la définition de cet état l'existence des contraintes de laminage avec une valeur et une distribution résultant de modélisations ou de mesures effectuées par d'autres, ou bien fournies dans des recommandations.

Lors de l'évolution du corps, on cherche à connaître les contraintes à chaque instant :

$$\sigma = \sigma_i + \Delta\sigma \quad (\text{A3.7})$$

où  $\sigma_i$  est la contrainte initiale.

A cause de la non-linéarité des matériaux, surtout aux températures élevées, l'équation A3.7 n'est pas applicable telle quelle car les contraintes ne s'ajoutent pas directement. Il est

préférable d'abandonner la notion de contrainte initiale et d'écrire la loi en terme de déformations :

$$\varepsilon = \varepsilon_i + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} \quad (\text{A3.8})$$

avec  $\varepsilon$  déformation réelle, celle dont on peut mesurer l'évolution à partir du niveau de référence choisi,  
 $\varepsilon_i$  déformation initiale attachée à chaque point du corps une fois que l'état initial est choisi et qui ne varie pas au cours du temps,  
 $\varepsilon_{cr}$  déformation de fluage, due à l'état persistant des contraintes,  
 $\varepsilon_{th}$  déformation thermique et  
 $\varepsilon_{\sigma}$  déformation qui produit les contraintes que l'on peut, par exemple, séparer en partie élastique et partie plastique.

Si on choisit comme état de référence celui des profilés non chargés et à la température ambiante, on aura par définition  $\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{th} = 0$ , de même que  $\varepsilon = 0$ . La déformation initiale à introduire dans l'équation A3.8 est donc donnée par :

$$\varepsilon_i = -\varepsilon_{\sigma,i} \quad (\text{A3.9})$$

où  $\varepsilon_{\sigma,i}$  est la déformation liée à la contrainte dans l'état initial.

Si le comportement du matériau dans l'état initial est linéaire, on peut aussi écrire :

$$\varepsilon_i = -E \sigma_i \quad (\text{A3.10})$$

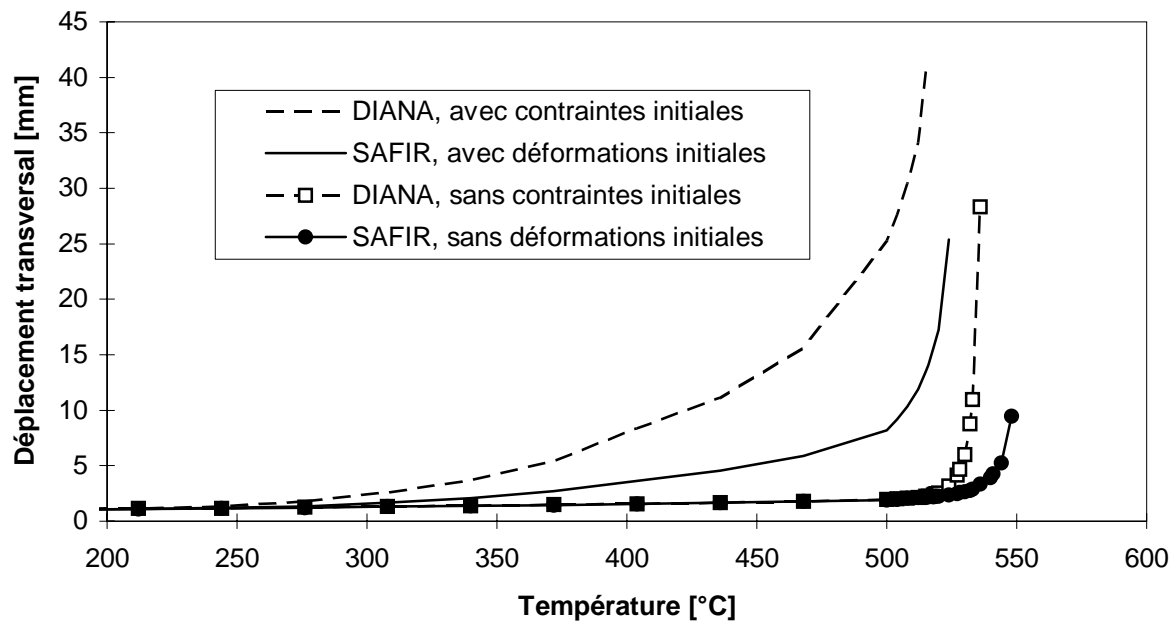
C'est habituellement l'équation A3.10 qui est utilisée pour calculer la répartition des déformations initiales à partir d'une répartition donnée des contraintes résiduelles initiales.

### A3.4 EFFETS DES CONTRAINTES RESIDUELLES

Si on commet l'abus de langage expliqué ci-dessus et qu'on appelle "contraintes résiduelles" la différence entre les contraintes dans un corps qui présentait des contraintes initiales et celles dans un corps qui n'en présentait pas, alors on peut montrer par des considérations simples que les "contraintes résiduelles" diminuent, lorsque la température s'élève, de la même manière que le module d'élasticité, aussi longtemps que le comportement du corps reste linéaire [7]. Le même type de considération permet de conclure que, théoriquement, la flèche d'une poutre fléchie est augmentée par l'effet des contraintes initiales dès que le comportement du matériau n'est plus linéaire, c'est-à-dire, entre autres, lorsque la température s'élève. De la même manière, on peut prédire que la charge de ruine d'une colonne soumise au flambement dans des conditions d'incendie sera réduite par l'effet des contraintes initiales à condition que l'acier entre en régime non linéaire et que se développent des effets géométriques du second ordre.

En ce qui concerne la flexion, des exemples numériques montrent que l'influence des contraintes initiales sur la flèche d'une poutre est très faible et qu'elles ne se font sentir que pour des températures très proches de la température de ruine. On peut vérifier que les "contraintes résiduelles" évoluent bien de la même manière que le module à l'origine tant que le domaine élastique est seul concerné mais que, ensuite, il est impossible de lier cette évolution à une des caractéristiques de la loi  $\sigma - \varepsilon_{\sigma}$ . Comme le prédit le calcul plastique, la température de ruine d'une poutre fléchie n'est pas influencée par les contraintes initiales. Les conclusions des calculs numériques ont été confirmées par une étude expérimentale au cours de laquelle on a comparé le comportement sous température croissante de poutres qui avaient subi un recuit à celui de poutres brutes de livraison [8]. On doit cependant à la vérité de dire que la campagne expérimentale n'apporte qu'une "non-infirmité" du modèle utilisé. Aucun effet des contraintes initiales n'a été observé, ainsi que le prévoit le modèle, mais la faible valeur des contraintes initiales dans les éléments reçus, l'apparition dans certains cas de ruine par instabilité latérale, ainsi que la variabilité inhérente à toute recherche expérimentale dans le domaine des éléments soumis au feu, empêchent de donner à l'étude des conclusions fortes.

En ce qui concerne le flambement, on a pu constater que des simulations numériques menées à température ambiante sur un profilé HEA200 flambant suivant son axe faible reproduisent de manière presque exacte la courbe c qui est prescrite dans ce cas. Si on ignore les contraintes de laminage, c'est la courbe a qui est reproduite par le calcul numérique. Sous température croissante, la figure A3.1 montre l'évolution de la déformée transversale calculée dans un poteau de 4 mètres soumis à une charge centrée de 500 kN et flambant suivant son axe faible [9]. On voit que, pour le programme SAFIR qui intègre le modèle de l'équation A3.8, les contraintes initiales ont pour effet d'accélérer l'apparition des déplacements latéraux, ce qui fait chuter la température critique de 548° à 524° C. Pour le programme DIANA de Delft qui utilise, semblerait-il, un modèle comme celui de l'équation A3.7, l'apparition des grands déplacements est encore plus rapide et la température critique chute de 536 à 515°C.

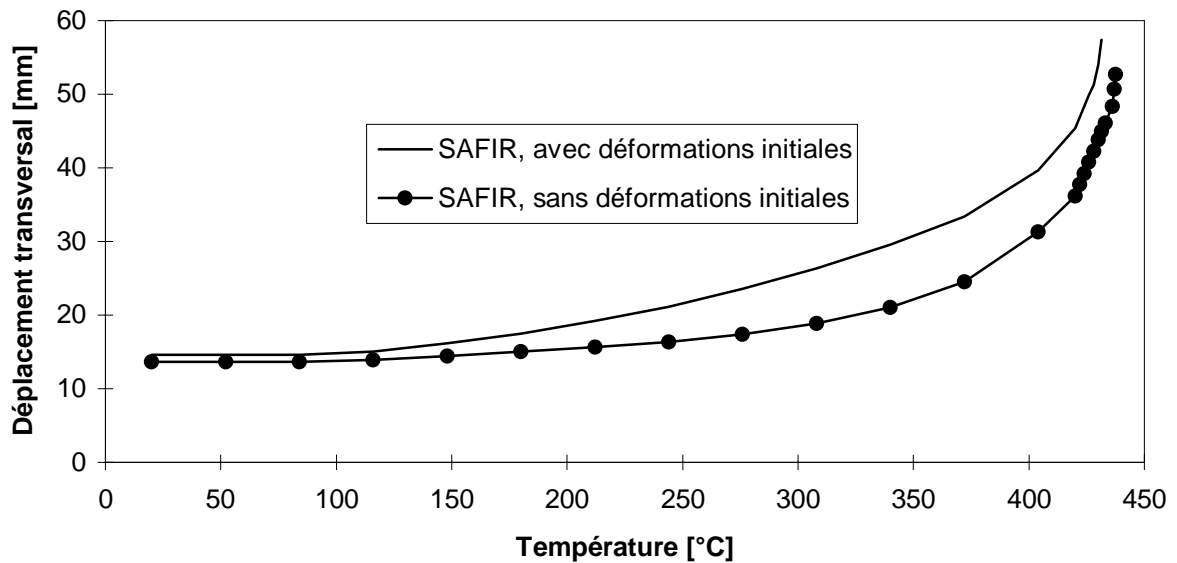


**Fig. A3.1 : Colonne sous charge centrée**

Le cas des colonnes soumises à une charge excentrée se situe entre ceux de la flexion et de la compression pure. L'effet des contraintes résiduelles se fait de moins en moins sentir au fur et à mesure que l'excentricité de la charge augmente. La figure A3.2, par exemple, montre l'évolution de la déformée transversale dans le même poteau que celui de la figure A3.1, mais soumis à une charge axiale de 250 kN appliquée avec une excentricité de 10 cm. Des différences de comportement sont encore visibles, mais elles sont moins marquées que sur la figure A3.1. La différence de température critique n'est plus que de 6°C, de 432 à 438°C. Comme ordre de grandeur, on peut retenir que pour les profilés en double T laminés à chaud, l'influence des contraintes de laminage sur la température de ruine est assez significative lorsque l'excentricité de la charge est inférieure au rayon de giration de la section [10]. Lorsque l'effort de compression est appliqué hors du rectangle dans lequel s'inscrit la section droite, l'effet des contraintes résiduelles devient presque insignifiant. C'est notamment le cas des ossatures de type cadres à noeuds rigides dans lesquels tous les éléments sont soumis à des moments de flexion.

Il faut cependant signaler que la discussion, les exemples et les ordres de grandeur donnés jusqu'ici ne concernent que des éléments de structure étudiés par des éléments finis de type "poutre". Il est probable que les contraintes de laminage auraient une influence plus grande dans des poutres qui seraient discrétisées et calculées par des éléments de type "coque" afin d'étudier, par exemple, le voilement local. Dans cette situation, même si la poutre est essentiellement fléchie, les plaques que forment les semelles et l'âme sont soumises à des efforts membranaires, et leur stabilité transversale serait influencée par la présence de contraintes initiales qui accélèrent, ou retardent, l'apparition de la plasticité. La philosophie de

prise en compte des contraintes résiduelles par des déformées initiales reste tout à fait valable pour des états multi-axiaux de contrainte et de déformation.

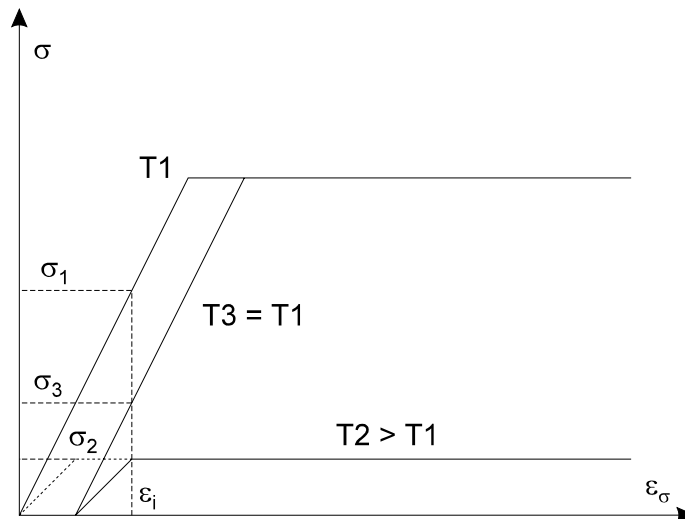


**Fig. A3.2 : Colonne sous charge excentrée**

Le modèle décrit ci-dessus a maintenant été implanté dans les programmes SISMEF et LENAS [11] du CTICM. Il est aussi utilisé dans les programmes développés récemment au BHP à Melbourne [12]. Poh et Bennetts, après avoir présenté le même type de modèle, écrivent cependant la phrase suivante : "The influence of elevated temperature metallurgical processes such as the normalization on  $\varepsilon_i^0$  is ignored". Dans leur texte,  $\varepsilon_i^0$  représente les déformations initiales utilisées pour prendre en compte les contraintes résiduelles. Cette phrase indique que les auteurs, bien qu'ils utilisent le modèle des déformées initiales, pensent que ces déformées pourraient être affectées par la température, notamment lors du recuit de détente. Il y a là une contradiction évidente ou peut-être une mauvaise compréhension du principe des déformations initiales.

En fait, même une loi de matériau très simple comme la loi élastique parfaitement plastique sans fluage peut déjà rendre compte d'une certaine manière du processus de normalisation des contraintes [13]. En plus de la prise en compte des contraintes résiduelles sous forme de déformations initiales, il faut que l'hypothèse suivant laquelle les déformations plastiques ne sont pas affectées par la température, initialement posée pour le cas de l'échauffement [14], reste valable lors du refroidissement. La figure A3.3 montre l'évolution de la contrainte en un point particulier d'une section où la déformée initiale est  $\varepsilon_i$ . On suppose l'existence, ailleurs dans la section, d'un point où la déformée initiale est  $-\varepsilon_i$ , et qui en assure l'équilibre. La température initiale est  $T_1$ , par exemple  $20^\circ\text{C}$ , et la contrainte initiale (résiduelle) est  $\sigma_1$ . Lorsque la température est augmentée jusqu'à  $T_2 > T_1$ , et si la limite de proportionnalité à cette température diminue jusqu'à être inférieure à la déformée initiale, alors le matériau se plastifie. Sa contrainte est limitée à  $\sigma_2$  et une déformation plastique

apparaît. Durant le refroidissement jusqu'à  $T_3 = T_1$ , cette déformation plastique n'est pas affectée par la variation de température et la contrainte reprend un niveau  $\sigma_3$  qui est plus petit que  $\sigma_1$ . La contrainte a été réduite par l'effet de la plastification.



**Fig. A3.3 : Loi élastique - parfaitement plastique**

Avec l'évolution de la limite élastique et celle module de Young proposées dans la norme australienne AS4100 [15] et avec une contrainte initiale de  $0.50 \times 235 = 117.5$  MPa, la contrainte ne sera réduite que si la température maximale atteint au moins  $865^\circ\text{C}$ . Elle sera totalement annulée si la température maximale dépasse  $905^\circ\text{C}$ . Avec les lois de l'Eurocode 3 Partie 2 [16], il est impossible de réduire les contraintes de laminage par un cycle chauffage-refroidissement parce que la déformation correspondant à la limite de proportionnalité ne chute jamais à une valeur inférieure à 56% de la valeur qu'elle présente à  $20^\circ\text{C}$ . Si les contraintes initiales sont au maximum 50% de 235 MPa, elles ne sont donc jamais "rattrapées" par la loi de matériau. Si les contraintes initiales se situent à un niveau plus élevé, de l'ordre de la limite élastique comme dans les profilés soudés par exemple, les lois de l'Eurocode 3 peuvent simuler une réduction des contraintes par cycle chauffage-refroidissement. Il faut évidemment garder à l'esprit que les modèles proposés par l'Eurocode 3 ou la norme australienne n'ont pas été établis en vue de modéliser le processus de normalisation des contraintes résiduelles mais pour les simulations d'éléments soumis à l'incendie. Ce que montre la discussion précédente, c'est qu'un modèle basé sur les déformations initiales possède la capacité de modéliser la diminution des contraintes lors d'un recuit et qu'il ne faut pas, pour y arriver, modifier les déformations initiales avec la température.

### A3.5 MODELISATION DE LA PRECONTRAINTE OU DES PHASES DE CONSTRUCTION

Une autre utilisation des déformations initiales est la modélisation de la précontrainte. Pour représenter un élément précontraint par adhérence, dans lequel les torons sont rectilignes et parallèles à l'axe de la poutre, on peut utiliser un élément fini de type poutre et introduire dans les fibres qui représentent les torons des déformations initiales égales à celles qui y existent sur le banc de précontrainte avant transfert de l'effort vers le béton. Le programme remarque le déséquilibre entre les efforts internes, effort normal et moment de flexion dus aux contraintes initiales, et les efforts externes qui ne sont dus qu'au poids propre. Il appliquera automatiquement les forces hors équilibres nécessaires pour rétablir l'équilibre. On verra ainsi apparaître le raccourcissement élastique dans la poutre et l'effort dans les torons va légèrement diminuer. Par la suite, lors de l'application des charges puis de l'incendie, l'effort dans les torons va évoluer, augmentant ou diminuant selon les cas, sans qu'il soit nécessaire de prêter encore attention aux contraintes initiales. En fait, on retrouve ici pleinement la signification des contraintes initiales : celles qui existent à l'instant de référence. Pour la poutre précontrainte par adhérence, l'instant de référence est celui qui existe juste avant qu'on ne coupe les torons sur le banc. Dans le cas de la précontrainte par ancrage d'extrémité, la valeur de la précontrainte que l'on introduit dans les câbles est aussi celle qui existerait avant un éventuel transfert vers le béton. Si, comme dans la majorité des cas, on possède comme donnée la contrainte ou l'effort dans le câble après le transfert, il faut légèrement surestimer cette contrainte à introduire comme contrainte initiale et effectuer un premier calcul dont la seule utilité est d'observer si l'effort dans les câbles après transfert et raccourcissement élastique présente bien la valeur souhaitée. Le plus souvent, il faut procéder à un ajustement de la contrainte et relancer le calcul.

Enfin, les déformations initiales peuvent aussi servir à modéliser une construction par phase au cours de laquelle on procède à des bétonnages successifs et où la section résistante varie au cours du temps. C'est le cas, par exemple, d'une poutre préfabriquée en béton précontraint de type TT qui recevra une couche additionnelle de béton coulé sur place. Les déformations initiales sont utilisées de manière quelque peu différente. Le béton qui n'est pas encore coulé, lors de l'application de la précontrainte et du poids propre de la poutre préfabriquée, ou qui n'a pas encore fait prise, lors de l'application de son propre poids propre, ne contribue évidemment pas à la rigidité ni à la résistance de la poutre. On calcule néanmoins la déformation totale à tous les points d'intégration présents dans ce béton. La prise du béton est matérialisée, au sein du programme, par le fait d'attribuer à chaque point d'intégration une déformation initiale égale à la déformation totale qui existe au moment de la prise. A ce moment, la déformation donnant lieu aux contraintes est nulle et donc aussi la contrainte. Pour tous les instants ultérieurs, on poursuit les calculs en prenant en compte la raideur et la résistance du nouveau béton au sein duquel existent des déformations initiales qui n'évoluent plus tout au long des calculs. On peut donc avoir, au sein de la même structure, différents instants de référence suivant le moment où les différents bétons ont fait leur prise.



## A3.6 CONCLUSIONS

Le problème des contraintes résiduelles et de leur "évolution" durant un incendie est un faux problème qui peut être résolu de manière très simple par l'utilisation du concept de déformations initiales.

Des calculs numériques et, dans une certaine mesure, des essais de laboratoire montrent que l'influence de ces contraintes résiduelles sur la durée de résistance au feu des profilés en acier n'est significative que pour les colonnes soumises à une charge centrée ou peu excentrée. Ainsi, il est parfaitement admissible de les négliger dans l'analyse des poutres ou des ossatures à noeuds rigides.

Le recours aux déformations initiales permet, presque "gratuitement", la modélisation de la précontrainte et des phases de construction.

## REFERENCES

- [1] C. Culver, *Steel Columns Buckling under thermal gradients*, J. Str. Division, ASCE, **Vol. 98**, No. ST8, 1853-1865, 1972.
- [2] C. Culver, V. Aggarwal et P. Ossenbruggen, *Buckling of Steel Columns at Elevated Temperatures*, J. Str. Division, ASCE, **Vol. 99**, No. ST4, 715-726, 1973.
- [3] P. J. Ossenbruggen, V. Aggarwal et C. G. Culver, *Steel Column Failure Under Thermal Gradients*, J. Str. Division, ASCE, **Vol. 99**, No. ST4, pp. 727-739, 1973.
- [4] Wolfstieg et E. Macherauch, *Zum thermischen Abbau von Eigenspannungen*, Eigenspannungen, Deutsche Gessellschaft für Metalkunde E.V., 345-354, 1980.
- [5] J. M. Aribert et M. Abdel Aziz, *Simulation du comportement à l'incendie de poteaux comprimés et fléchis en présence de gradients quelconques de température*, C.T.I.C.M., Construction Métallique, N°2, 1987.
- [6] P. Setti, *Buckling of Axially Loaded Steel Columns with Imperfections at Elevated Temperatures*, Preliminary report, Stability of Metal Structures, Paris, 1983
- [7] J. M. Franssen, *Modélisation et influence des contraintes résiduelles dans les profils métalliques soumis à l'incendie*, Construction Métallique, C.T.I.C.M., n° 3, 35-42, 1989.
- [8] J. M. Franssen, J. Janss et L. Twilt, The effect of the mechanical and structural properties of steel at elevated temperatures on the buckling of fire exposed columns, Commission of European Communities, EUR 12470, pp. 126, 1988.

- 
- [9] J. M. Franssen, J. B. Schleich, L. G. Cajot, D. Talamona, B. Zhao, L. Twilt et K. Both, *A comparison between five structural fire codes applied to steel elements.*, Proc. of the 4<sup>th</sup> Int. Symp. on Fire Safety Science, Ottawa, IAFSS, T. Kashiwagi éd., 1125-1136, 1994.
- [10] J. M. Franssen, *Residual stresses in steel profiles submitted to the fire : an analogy*, Proceedings of the third CIB/W 14 FSF Workshop on Modelling, L. Twilt, editor, TNO, 103-112, 1996.
- [11] H. Kaneko, *Etude par la méthode des éléments finis du comportement mécanique d'éléments plaques en acier soumis à l'incendie*. Construction Métallique, C.T.I.C.M., **1**, 37-50, 1990.
- [12] K. W. Poh et I. D. Bennets, *Analysis of Structural Members under Elevated Temperature Conditions*, J. Struct. Engng, ASCE, **Vol. 121**, No 4, 664-675, 1995.
- [13] J. M. Franssen, *Discussion of "Analysis of Structural Members under Elevated Temperature Conditions" by Poh and Bennets*, J. Struct. Engrg, ASCE, **Vol. 122**, No. 10, 1253-1255, 1996.
- [14] J. M. Franssen, *The Unloading of Building Materials Submitted to Fire*, Fire Safety Journal, Vol **16**, 213-227, 1990.
- [15] AS4100-1990, Steel Structures, Standards Australia, Sidney, Australie, 1990.
- [16] Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1.2 : General rules. Structural fire design. Draft ENV 1993-1-2, CEN, Bruxelles, may 1995.

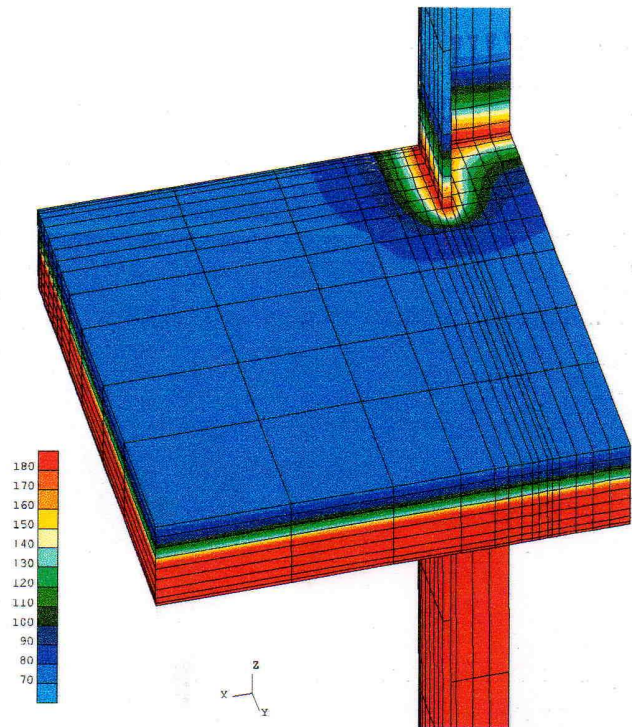


Fig. 4.13 : Isothermes à la face supérieure

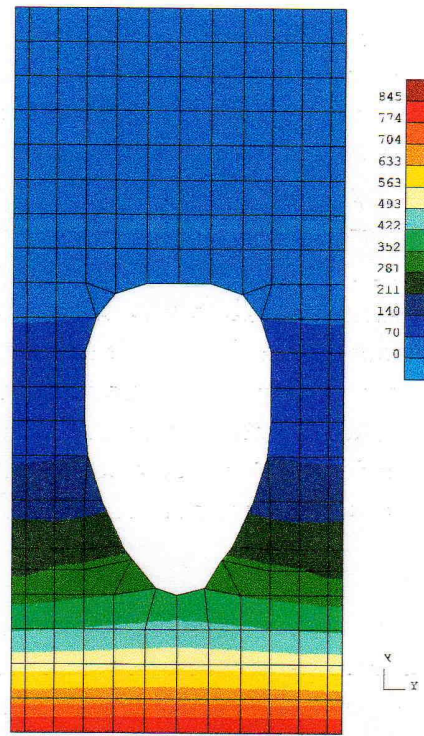


Fig. 4.14 : Hourdis alvéolé

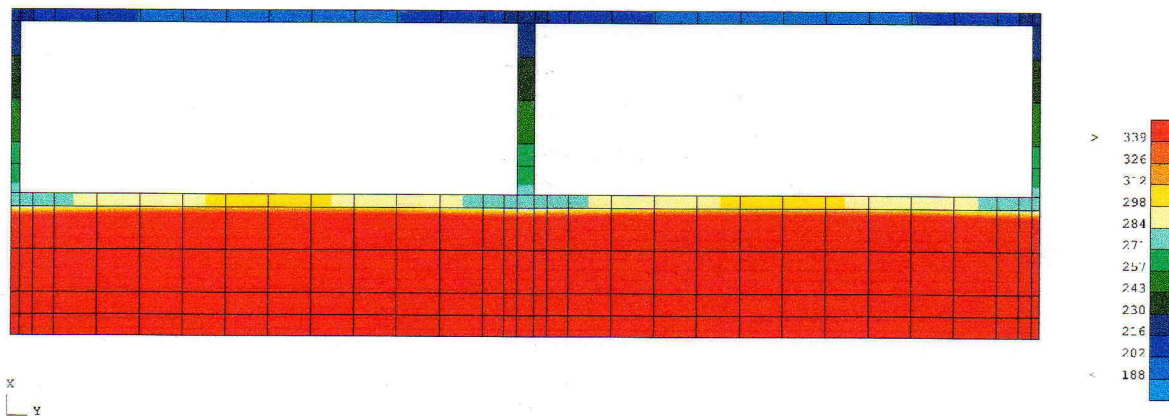


Fig. 4.16 : Cloison séparante