

**Programme d'appui à la normalisation  
nationale et européenne en sécurité incendie**

Programme d'appui scientifique  
à la normalisation

volet II

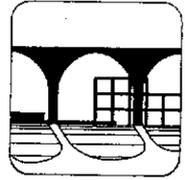
**Rapport final**

Services fédéraux des  
AFFAIRES SCIENTIFIQUES,  
TECHNIQUES ET CULTURELLES



*Chemin des Chevreuils, 1*  
*Bat. B.52/3*  
*4000 - Liège 1*  
*Belgique*

*tel + 32-4-366.92.51*  
*fax + 32-4-366.95.34*  
*http://www.ulg.ac.be/spec*



SERVICES FEDERAUX DES AFFAIRES SCIENTIFIQUES  
TECHNIQUES ET CULTURELLES (S S T C)

PROGRAMME D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA  
NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE  
EN SECURITE INCENDIE

---

## VOLET II : PROJETS PILOTES

# DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU FEU PAR CALCUL

---

J-C. DOTREPPE

P.F. BISSCHOPS

L. MIEVIS

J-M. FRANSEN

## AVANT-PROPOS

Le but de ce volet II du Programme SSTC d'appui scientifique à la normalisation est de traiter des projets pilotes, c'est-à-dire d'effectuer un certain nombre de recherches dans le domaine de la sécurité incendie permettant de combler des lacunes existant dans les documents normatifs nationaux et européens, donc venant en appui à la normalisation nationale et européenne en matière de sécurité incendie.

Cette recherche est présentée conjointement par les Universités de Liège et de Gand.

L'étude effectuée par l'Université de Gand concerne l'application des modèles CFD à différents phénomènes liés à l'incendie. Elle a fait l'objet d'un rapport séparé et n'est donc pas reprise dans le présent document.

L'étude effectuée par l'Université de Liège concerne la détermination de la résistance au feu par calcul. Elle comprend 3 parties :

1. Résistance au cisaillement de dalles alvéolées précontraintes.
2. Colonnes en béton armé.
3. Portiques métalliques.

Bien que traitant de la résistance au feu des structures, ces 3 sujets sont pratiquement indépendants les uns des autres ; c'est pourquoi ils sont repris dans des chapitres séparés.

On trouvera ci-après le résumé et la description détaillée de la proposition, tels qu'ils ont été présentés dans le dossier introduit au SSTC, et concernant uniquement l'Université de Liège.

Services du Premier Ministre  
Services fédéraux des affaires scientifiques,  
techniques et culturelles

Programme d'appui scientifique à la  
normalisation

*Volet II : Projets Pilotes*

*Dossier de soumission d'un projet*

Titre de la proposition :

**PROGRAMME D'APPUI A LA  
NORMALISATION  
NATIONALE ET EUROPEENNE  
EN SECURITE INCENDIE**

*Si nécessaire, dactylographiez le dossier en respectant fidèlement la mise en page*



## FORMULAIRE D :

## RÉSUMÉ DE LA PROPOSITION (max. 1 page) :

En matière de Sécurité Incendie, la recherche, les normes et les règlements au niveau international évoluent rapidement d'études empiriques et réglementations détaillées vers une approche plus scientifique et technique, basée sur la modélisation mathématique appliquant les lois fondamentales de la physique. Ces modèles sont validés par des résultats expérimentaux. Beaucoup de modèles existants appartiennent à une des deux familles suivantes :

- modèles de transfert de chaleur utilisés pour calculer la distribution de la température dans les solides;
- modèles de calcul basés sur la dynamique des fluides (CFD), simulant les flux et les transferts de chaleur dans les fluides.

1. Un programme de modélisation mathématique, SAFIR, est disponible auprès du partenaire P<sub>2</sub> (Université de Liège), permettant la prédiction de la distribution de température à l'intérieur des éléments de construction et de la réponse structurale correspondante. On propose d'appliquer ce programme de manière à combler trois lacunes importantes dans les Eurocodes structurels, partie Résistance au Feu, qui sont actuellement en passe de devenir des ENV :

- Etudier la résistance au feu d'éléments de plancher en béton précontraint pour des modes de rupture autres que la flexion. On procédera à une vérification expérimentale à partir d'un nombre limité d'essais en vraie grandeur.
- Développer une méthode de dimensionnement simple pour les colonnes en béton résistant au feu. La validation sera effectuée sur base de résultats d'essais disponibles.
- Examiner l'influence des effets structuraux additionnels sur la résistance au feu de bâtiments industriels en acier à noeuds fixes ou à noeuds mobiles.

## FORMULAIRE (\*) F :

## DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

1. Détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul

Il n'existe actuellement aucune norme belge pour la détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul. La norme belge NBN 713.020 donne uniquement la procédure pour évaluer par essai la résistance au feu d'éléments porteurs et non porteurs.

Cette situation changera radicalement lorsque les Eurocodes deviendront des Euronormes. Ils ont actuellement atteint l'état de pr. ENV 199 x - 1 - 2 (Eurocode x, partie 1 - 2), où x = 1 se rapporte aux actions, 2 au béton, 3 à l'acier, 4 au mixte acier-béton, 5 au bois, 6 à la maçonnerie; la partie 1 - 2 est la partie des Eurocodes consacrée à la résistance au feu.

Pendant cette période de transition, les états membres du CEN devront évaluer ces prénormes en parallèle avec leurs propres documents de normalisation. Ceci demande la rédaction de documents d'application nationale.

Dans les discussions qui auront lieu avec les membres du CEN sur cette question, la Belgique doit être un partenaire actif et avoir une position forte, en vue de représenter et de défendre les intérêts de l'industrie belge au niveau européen, et au même moment, de garantir aux autorités nationales des niveaux de sécurité justifiés. Ceci ne sera possible que si les représentants belges peuvent présenter des arguments scientifiquement et techniquement fondés.

Ce projet de recherche concerne des éléments structuraux ou des structures pour lesquelles les règles et les dispositions contenues dans les Eurocodes sont inappropriées ou inapplicables, alors que ces éléments sont largement utilisés dans notre pays et en Europe. De plus, la Belgique possède une importante industrie exportatrice dans ce domaine.

Au cours de cette recherche, des essais, des simulations numériques et des calculs simplifiés seront effectués.

Les essais de résistance au feu seront réalisés à l'Université de Gand où l'équipement approprié (fours) est disponible. Des essais seront prévus uniquement lorsque des informations expérimentales ne sont pas disponibles.

(\*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (\*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Les simulations numériques et les calculs simplifiés seront effectués à l'Université de Liège où le code de calcul SAFIR est disponible. SAFIR est basé sur la méthode des éléments finis. Il utilise une procédure pas-à-pas pour l'évaluation de la distribution de la température à l'intérieur des éléments et pour l'étude de la réponse structurelle jusqu'à la ruine, correspondant à la résistance au feu.

SAFIR est reconnu par la communauté scientifique et par les autorités comme étant un outil puissant et fiable.

Le programme utilise la courbe température - temps normalisée (courbe ISO), mais il est possible de choisir des environnements thermiques différents tels que ceux prédits par les modèles de zones ou CFD, permettant une approche plus réaliste des incendies naturels.

Les problèmes particuliers suivants ont été identifiés comme étant d'une importance primordiale à la fois pour l'industrie de la construction et la nouvelle réglementation en matière de sécurité incendie.

1.1. Éléments préfabriqués en béton précontraint

La procédure habituelle pour le dimensionnement des éléments structuraux en béton soumis au feu consiste à utiliser des recommandations données sous forme de tableaux. Des méthodes de calcul simplifiées sont aussi présentées dans l'Eurocode 2. On mentionne aussi les méthodes générales de calcul, mais celles-ci ne sont accompagnées que de très peu d'informations pratiques.

Les recommandations pour les poutres et les dalles contenues dans EC<sub>2</sub> pt 1.2 sont basées sur l'hypothèse que la rupture se produit par flexion. Les autres modes de rupture ne sont couverts que de manière insuffisante. Des essais récents ont montré que des modes de rupture tels que le cisaillement ou une adhérence insuffisante sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Ces problèmes demandent une solution urgente si l'on veut sauvegarder les intérêts de l'industrie de la préfabrication.

(\*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (\*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Certains paramètres favorables doivent être pris en compte : les charges variables doivent être réduites étant donné que l'incendie est une situation accidentelle (cfr. Eurocode 1, pt 1.2), l'industrie de la préfabrication a amélioré la qualité du béton. On examinera aussi l'influence des conditions d'appui, de la disposition des torons et de la présence d'un matériau de protection à la face inférieure.

Les simulations numériques devraient permettre de fournir des indications concernant la répartition des températures sur les sections droites, et plus particulièrement au droit des torons, en tenant compte de la présence des évidements.

L'effet d'une protection thermique est envisagé dans d'autres normes européennes répertoriées actuellement ENV YYY5. Ces normes doivent contenir des méthodes d'essai pour la détermination de la contribution à la résistance au feu d'une protection appliquée aux éléments de structure. L'adhérence de ces couches de protection est un des problèmes importants envisagés. Cependant, la norme ne couvre pas la contribution favorable particulière dans le cas des éléments préfabriqués. La recherche devra fournir des solutions pratiques à ce problème.

Ce programme comprendra des essais de résistance au feu et des simulations numériques, en vue d'aboutir à des recommandations à l'usage des utilisateurs de ce type de produit.

1.2. Colonnes en béton armé

Le dimensionnement des colonnes en béton armé soumises au feu est essentiellement réalisé en utilisant des recommandations sous forme de tableau. Ceci ne constitue pas la solution la plus économique ni la plus commode pour l'utilisateur. De plus, cette approche ne permet pas de tenir compte de l'influence de certains paramètres.

Une méthode de calcul est aussi décrite dans l'Eurocode 2. On applique d'abord une réduction de la section droite associée à une durée de résistance au feu prescrite. La résistance au feu peut alors être évaluée en utilisant une méthode classique pour le dimensionnement à température ordinaire. Cette procédure présente des inconvénients significatifs : il faut disposer de distributions de température pour différents types de sections droites soumises à l'incendie normalisé ISO après des intervalles de temps d'1/2 h, 1 h, 1 h 1/2, 2 h; il faut aussi procéder à un nouveau dimensionnement de la colonne.

(\*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

FORMULAIRE (\*) F :

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

Le but de cette recherche est de développer une méthode simplifiée pour l'évaluation de la résistance au feu.

Les paramètres influençant la résistance au feu des colonnes en béton armé sont le niveau de contrainte, les dimensions de la section droite, la longueur, les conditions d'appui, le recouvrement de béton, l'armaturage longitudinal.

La formulation simplifiée proposée devrait incorporer ces paramètres ou d'autres paramètres déterminants comme l'élançement, qui font intervenir à la fois l'aire de la section droite, la longueur et les conditions d'appui.

Aucun essai n'est envisagé, étant donné que des essais au feu ont déjà été réalisés à l'Université de Gand, à l'Université de Liège, à l'Université Technique de Braunschweig et à la Station d'Essais au Feu à Ottawa, et que ces résultats sont disponibles. C'est pourquoi, seules des simulations numériques seront effectuées de manière à proposer des méthodes de calcul simplifiées, validées et commodes d'utilisation.

1.3. Bâtiments industriels en acier

Pour la réalisation de halls industriels à un étage, on utilise dans la plupart des cas des éléments en béton préfabriqués précontraints ou des éléments en acier.

Pour ce type de construction, l'exigence minimum en Belgique est maintenant  $R_f \frac{1}{2} h$  conformément à la nouvelle réglementation en matière d'incendie. Suite à cela, l'acier pourrait être exclu d'une large part du marché. Si l'acier désire rester compétitif, il est important d'examiner si et sous quelles conditions les éléments en acier pourraient être utilisés non protégés en vue de remplir la condition  $R_f \frac{1}{2} h$ .

L'exigence  $R_f \frac{1}{2} h$  devrait être examinée soigneusement en liaison avec le développement des incendies auxquels on peut s'attendre raisonnablement dans ce type de bâtiment.

Les paramètres favorables tels que le faible niveau de contrainte dans les éléments doivent être considérés (habituellement, sous conditions d'incendie, seules les charges permanentes doivent être envisagées).

(\*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

## FORMULAIRE (\*) F :

## DESCRIPTION DÉTAILLÉE DE LA PROPOSITION

De ce point de vue, deux aspects vont être examinés :

- i) l'influence des effets structuraux additionnels (il s'agit de ce projet 1.3);
- ii) le rôle de l'environnement thermique réel (projet 2.1).

La philosophie de dimensionnement adoptée dans l'Eurocode 3 pour les éléments en acier consiste à étendre les méthodes utilisées à température ordinaire, en tenant compte de la diminution des caractéristiques mécaniques aux températures élevées.

Il n'a pas été vérifié que les méthodes simplifiées proposées dans l'Eurocode 3 sont applicables aux bâtiments industriels en acier, étant donné que les effets structuraux additionnels se produisant pendant le développement de l'incendie sont négligés. Ces effets additionnels peuvent être de deux types suivant la configuration de la structure. Dans les structures à noeuds fixes (non sway frames), l'accroissement des températures conduit à une augmentation des efforts de compression dans les éléments. Dans les structures à noeuds mobiles (sway frames), des effets du second ordre additionnels apparaissent, pouvant affecter la stabilité des colonnes. Dans les bâtiments industriels, on rencontre le plus souvent des structures à noeuds mobiles.

Le but de cette recherche est de proposer des règles simples destinées à évaluer ces effets additionnels et d'examiner s'ils sont significatifs.

Des simulations numériques seront réalisées en vue de proposer des méthodes de calcul simplifiées.

(\*) Formulaire à reproduire si l'espace requis n'est pas suffisant

**PROGRAMME SSTC D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA  
NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE  
EN SECURITE INCENDIE**

partim : RESISTANCE AU FEU DES ELEMENTS DE STRUCTURE

---

**1. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE  
DALLES ALVEOLEES PRECONTRAINTEES**

# **1. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE DALLES ALVEOLEES PRECONTRAINES**

## **1.1. Généralités relatives aux dalles alvéolées précontraintes.**

Les dalles de plancher alvéolées préfabriquées en béton constituent un produit utilisé couramment en Europe occidentale, et particulièrement en Belgique. Elles ont connu un sérieux essor dans les années 70, grâce à l'introduction de grands éléments précontraints.

La préfabrication en usine permet de réaliser des éléments de très bonne qualité, en organisant un contrôle efficace, et elle est donc un facteur favorable au développement de ce produit.

Cette technique a pu aussi se développer grâce à l'utilisation de béton de haute qualité, dont la résistance à la compression varie de 50 à 80 MPa, et grâce à la fabrication de dalles comportant des alvéoles longitudinales beaucoup plus grandes, avec, à la clef, une diminution sensible du poids propre des éléments. Il s'agit d'un paramètre non négligeable, quand on connaît l'importance du rapport poids propre/charge variable dans le cas des planchers en béton.

Ces progrès ont permis un accroissement de l'épaisseur des éléments ; il existe actuellement déjà des machines produisant des dalles de 500 mm d'épaisseur. Ces éléments, possédant une grande capacité portante, peuvent être utilisés pour franchir de grandes portées.

## **1.2. Contexte de la présente recherche.**

Il n'existe actuellement aucune norme belge pour la détermination de la résistance au feu des éléments de structure par calcul. La norme belge NBN 713.020 donne uniquement la procédure pour évaluer par essai la résistance au feu d'éléments porteurs et non porteurs.

Cette situation changera radicalement lorsque les Eurocodes deviendront des Euronormes. Pendant la période de transition, les états membres du CEN doivent évaluer ces prénormes en parallèle avec leurs propres documents de normalisation. Ceci demande la rédaction de documents d'application nationaux. A l'heure actuelle, les DAN belges ont été publiés par l'IBN.

Les règles contenues dans les Eurocodes concernant certains éléments structuraux sont inappropriées ou inapplicables. Dans le cas des planchers alvéolés précontraints, on doit plutôt considérer qu'elles sont incomplètes, car elles doivent être accompagnées de dispositions constructives adéquates.

La procédure habituelle pour le dimensionnement des éléments structuraux en béton soumis au feu consiste à utiliser des recommandations données sous forme de tableaux. Ceux-ci figurent dans les Bulletins d'Information CEB-FIP consacrés à la résistance au feu des structures en béton [1.1] [1.3] [1.5] et dans l'ouvrage publié par la Commission Nationale Belge de Recherche Incendie [1.2]. Des méthodes de calcul simplifiées sont aussi présentées. On mentionne aussi les méthodes générales de calcul, mais celles-ci ne sont accompagnées que de très peu d'informations pratiques.

L'Eurocode 2 – Partie 1.2 (Résistance au feu) [1.12] et le DAN belge [1.14] reprennent de telles méthodes. Les recommandations pour les poutres et les dalles contenues dans l'Eurocode et le DAN sont basées sur l'hypothèse que la rupture se produit par flexion. Les autres modes de rupture ne sont couverts que de manière insuffisante. Or, certains essais montrent que des modes de rupture tels que le cisaillement ou une adhérence insuffisante sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Les essais au feu sont réalisés sur des éléments isolés et disposés sur deux appuis simples d'extrémité. Or, dans la réalité, les planchers alvéolés précontraints ne sont pas isolés, mais intégrés dans un plancher complet. Diverses dispositions constructives (armatures et poutres de chaînage) réalisent une solidarisation avec les autres éléments et constituent une restrainte partielle. D'autre part, lors d'un incendie, le plancher a tendance à se dilater, mais la dilatation est partiellement empêchée par les éléments adjacents (colonnes, poutres, planchers non exposés), ce qui introduit un bridage.

Le but de cette recherche est d'examiner l'effet favorable de ces dispositions constructives et de ce bridage sur la résistance au cisaillement des dalles alvéolées précontraintes soumises au feu.

Pour ce faire, des simulations numériques seront réalisées à l'aide du logiciel d'éléments finis SAFIR développé dans le Service Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Ces simulations permettront de déterminer la distribution de la température dans les éléments ainsi que leur réponse structurelle.

De plus, une partie expérimentale comportant 4 essais en vraie grandeur sera menée au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand.

Il est souhaitable que les résultats de cette recherche soient incorporés dans les nouvelles normes et réglementations.

### **1.3. Comportement structurel à froid d'une dalle alvéolée précontrainte.**

En général, l'état-limite ultime de flexion est déterminant. La rupture a donc lieu par plastification des torons ou, plus rarement, par écrasement du béton en compression.

Avec les planchers de grande hauteur et de grande portée dont l'utilisation se répand de plus en plus, on constate que l'état-limite de service de déformation (flèche) devient de plus en plus souvent prépondérant.

Pour une dalle isolée et sur deux appuis simples, l'état-limite ultime d'effort tranchant est envisageable dans la zone d'appui. En effet :

- la précontrainte est transmise progressivement au béton ; il n'y a donc pratiquement pas d'effet de la précontrainte près de l'appui ;
- il n'y a pas d'étriers ;
- l'effort à l'appui est concentré ;
- *en revanche*, l'effort tranchant reste faible dans les dalles.

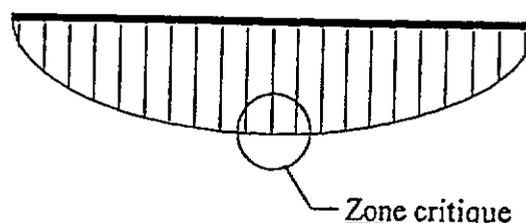
Par contre, cet état-limite ultime est rarement déterminant si un certain nombre de dispositions constructives sont prises, ce qui est presque toujours le cas en pratique. Ces dispositions ont été évoquées ci-dessus et seront reprises en détail plus loin.

## **1.4. Comportement structurel en situation d'incendie.**

### **1.4.1 Généralités.**

Le mode de rupture des poutres et des dalles en béton en situation d'incendie, considéré dans l'Eurocode 2-1.2 est la rupture par flexion. Celle-ci se produit, soit par écrasement du béton dans la zone comprimée, soit par rupture des armatures par allongements excessifs.

Dans le cas d'un élément sur deux appuis simples d'extrémités, la zone critique se trouve donc à mi-travée (fig. 1.1) là où le moment de flexion est maximum (du moins sous charge uniformément répartie).



**Figure 1.1 : Zone critique pour la rupture par flexion.**

Cependant, certains essais ont montré que des autres modes de rupture, tels que le cisaillement ou la perte d'adhérence sur la longueur de transmission peuvent effectivement se produire.

Dans ce cas, il s'agit d'une rupture en zones d'about, là où l'effort tranchant est important (fig. 1.2).

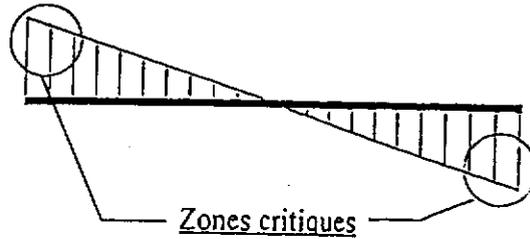


Figure 1.2 : Zones critiques pour la rupture par cisaillement.

Pour une dalle isolée et sur deux appuis simples d'extrémité, une rupture par effort tranchant dans la zone d'appui est déjà envisageable à froid, comme on l'a vu au paragraphe 1.3, mais le risque de voir se produire ce mode de rupture est encore plus important à chaud.

En effet, à température élevée, un phénomène additionnel se produit, réduisant encore la résistance à l'effort tranchant et augmentant ainsi le risque de voir apparaître un mode de rupture par cisaillement.

Des mesures effectuées lors de précédentes recherches menées sur des dalles de plancher alvéolées soumises au feu ont montré que les gradients de température présentent une forme non linéaire nettement marquée (fig. 1.3).

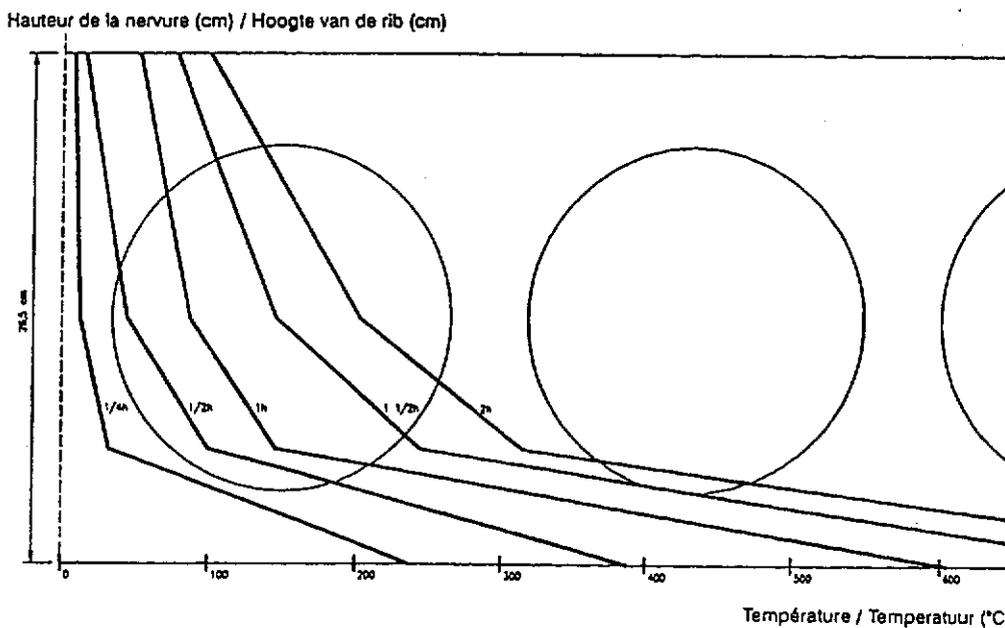


Figure 1.3 : Gradient de température dans une dalle de plancher alvéolée.

A cause de ce gradient thermique, la dalle va subir une déformation, puisque la déformation et la température sont liées par la formule :

$$\varepsilon_{\theta} = \alpha \cdot \Delta\theta$$

Cependant, ce champ de déformation n'est pas compatible, et il convient de le décomposer en trois pour obtenir les déplacements de l'élément (fig. 1.4). Une première partie provoque un allongement uniforme sur toute la section de la dalle (1), une seconde partie engendre une courbure de l'élément (2), et enfin, une troisième partie consiste en des déformations résiduelles (3).

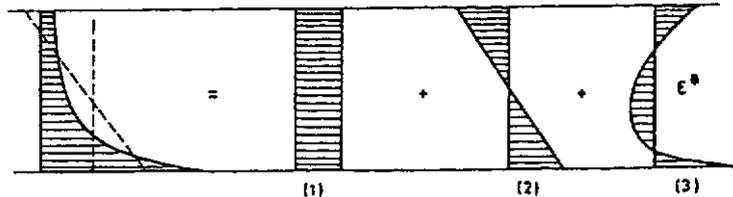


Figure 1.4 : Décomposition des déformations dues à un gradient thermique.

Ces déformations résiduelles vont entraîner l'apparition de contraintes thermiques autoéquilibrées, soit de compression dans les parties supérieure et inférieure de la section et de traction au centre. Tant qu'il n'y a pas de fissuration de la section, un calcul élastique permet d'évaluer ces contraintes ( $\sigma_{\theta} = - E \cdot \varepsilon^*$ ). A partir du moment où on est en présence d'une section fissurée, les calculs deviennent plus complexes et nécessitent le recours à des logiciels de calcul plus poussés.

Les conséquences de ce phénomène pour une dalle isolée sur deux appuis simples d'extrémités sont l'apparition de fissures quasi verticales dans la zone centrale de la section. Ces fissures sont favorisées par le fait qu'il existe peu ou pas de précontrainte dans les zones d'about (sur la longueur de transmission) et qu'un éventuel glissement des torons peut encore reporter cette zone de transmission plus loin (fig. 1.5).

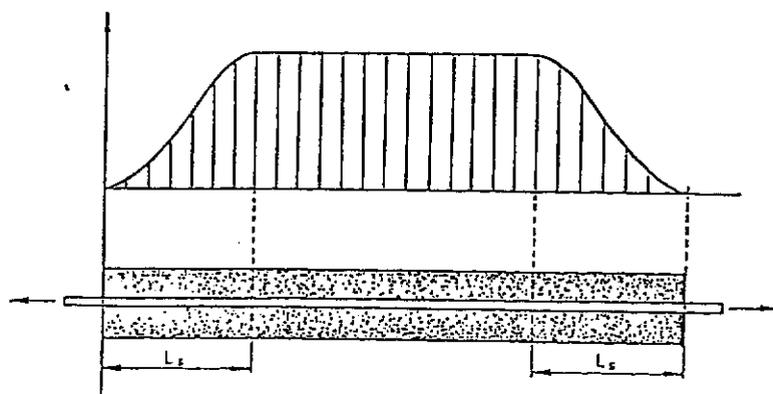


Figure 1.5 : Développement de la précontrainte.

Ces fissures réduisent la résistance à l'effort tranchant et on a constaté lors de certains essais que la rupture peut survenir par traction oblique (fig. 1.6).

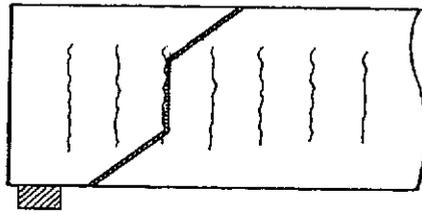


Figure 1.6 : Apparition de rupture par traction oblique.

#### 1.4.2. Résistance à l'effort tranchant de sections de béton fissurées

Que ce soit à chaud ou à froid, des sections de béton fissurées sont en principe capables de continuer à reprendre un effort tranchant. Il faut cependant que la fissure ne s'ouvre pas de manière à ce que les lèvres de la fissure qui sont rugueuses puissent continuer à transmettre l'effort de cisaillement par un effet d'emboîtement appelé "interlocking effect" (fig. 1.7).

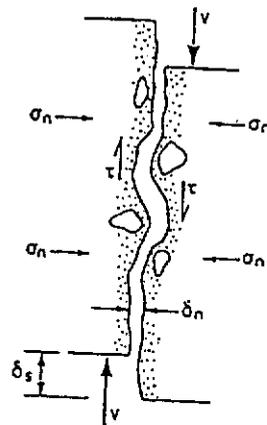


Figure 1.7 : Interlocking effect

On constate cependant l'apparition d'efforts latéraux lors du transfert du cisaillement, qui doivent être repris par exemple par le chaînage du plancher, afin que ce transfert au travers de la fissure puisse avoir lieu.

Des essais et des calculs ont montré que les armatures de chaînage étaient parfaitement capables de reprendre ces efforts, aussi bien à froid qu'à chaud.

### 1.4.3. Différence de comportement entre un hourdis isolé et un hourdis intégré dans un plancher complet

#### 1.4.3.1. Généralités.

Il existe une différence de comportement entre un hourdis isolé et sur appuis simples d'extrémités, et un plancher complet soumis à l'incendie. Diverses dispositions constructives et l'influence des éléments adjacents permettent aux planchers constitués de dalles alvéolées de se comporter de manière satisfaisante lorsqu'ils sont soumis à un incendie. Il n'est d'ailleurs pas inutile de préciser qu'aucune rupture par effort tranchant ne s'est jamais produite lors d'un incendie réel.

En effet, un certain nombre de dispositions constructives peuvent être réalisées (elles sont d'ailleurs souvent prévues à froid), et il faut tenir compte du bridage exercé par les structures adjacentes (voir ci-après).

#### 1.4.3.2. Armatures bétonnées dans les alvéoles (figure 1.8).

Le but principal de ces armatures est de solidariser les éléments de plancher à la construction d'appui. Les armatures se situent dans la zone centrale de la section, à l'endroit où apparaissent les contraintes thermiques de traction. Elles empêchent la fissure de s'ouvrir. L'efficacité de telles armatures pour le maintien de la capacité de résistance à l'effort tranchant des éléments lors d'un incendie a été constatée lors d'essais dans différents laboratoires.

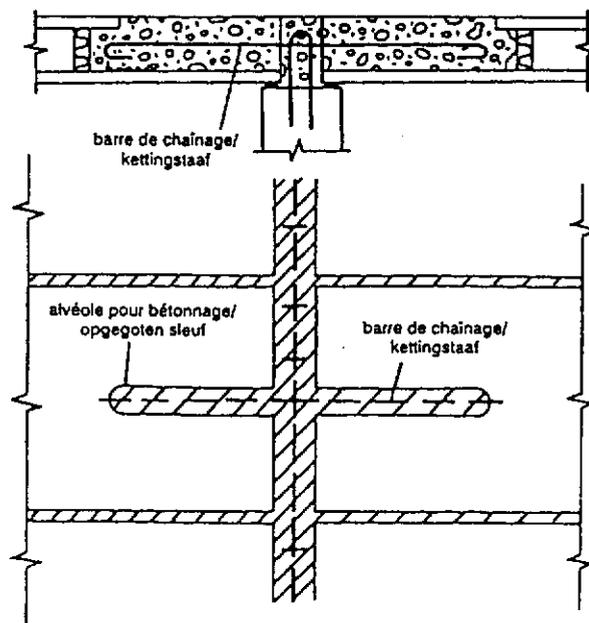


Figure 1.8 : Dispositions constructives : armatures et béton dans des alvéoles découpées.

### 1.4.3.3. Armatures dans les joints transversaux (figure 1.9).

Il s'agit d'une variante des armatures de solidarisation dans les alvéoles citées ci-dessus. Afin d'effectivement pouvoir transmettre des efforts, les armatures doivent être bien ancrées dans les joints, ce qui suppose que ces derniers restent fermés. Ce résultat est obtenu à l'aide d'un bon chaînage. Le chaînage assure en outre l'effet-dalle du plancher de même que la répartition transversale des charges concentrées, même si les joints sont fissurés. L'effet "interlocking" décrit précédemment se charge en effet de la transmission des efforts. La capacité d'ancrage des armatures dans les joints longitudinaux fissurés a été étudiée en détail à l'Université de Göteborg [1.8]. Il est toutefois conseillé de ne pas choisir une armature d'un diamètre supérieur à 12 mm et de prévoir une longueur d'ancrage plus importante que dans les conditions normales, par exemple 1,50 m pour une barre de 12 mm.

Aux conditions décrites ci-dessus, les armatures des joints font en sorte que l'effet "interlocking" et la capacité de résistance à l'effort tranchant soient maintenus au cours de l'incendie. Ceci est de nouveau confirmé par des essais au feu.

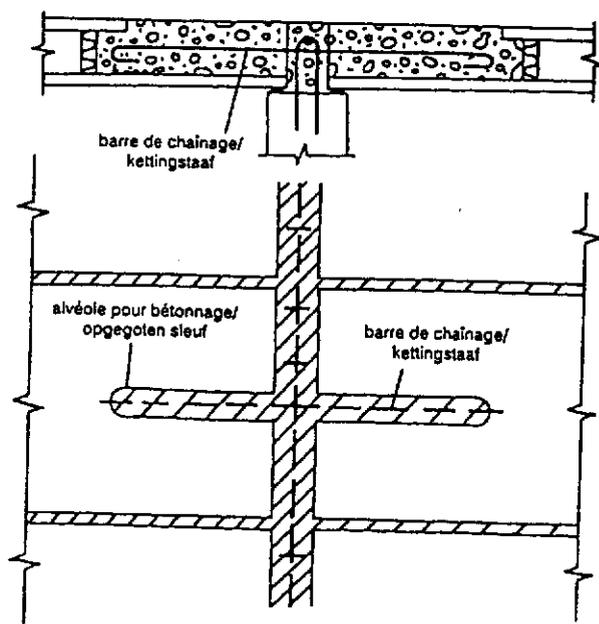


Figure 1.9 : Dispositions constructives : armatures et béton coulé dans les joints

### 1.4.3.4. Chaînage (fig. 1.10).

Comme mentionné ci-dessus, les armatures de chaînage jouent un rôle essentiel à l'égard de l'effet-dalle du plancher et de la répartition transversale des charges concentrées. Pendant un incendie, le chaînage influence positivement le maintien de la capacité à l'effort tranchant des éléments. En effet, le chaînage empêche directement et indirectement la dilatation du plancher, d'une part par la rigidité de la poutre de ceinture et de la construction d'appui, et d'autre part par la solidarisation des éléments entre eux.

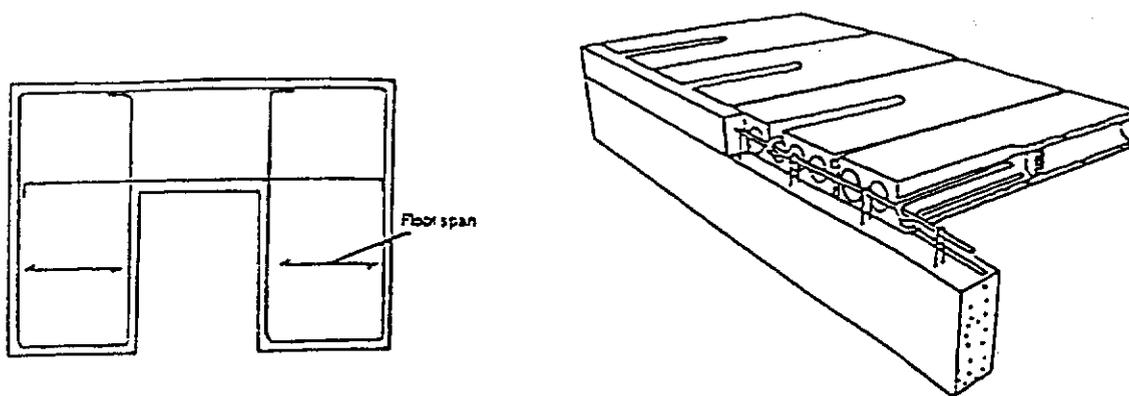


Figure 1.10 : Poutres de ceinture assurant un chaînage du plancher

#### 1.4.3.5. Dalle de compression armée.

Des dalles de compression peuvent être appliquées afin d'augmenter la rigidité du plancher, mais aussi afin de mieux répartir les grandes charges concentrées, ou pour assurer l'effet-diaphragme du plancher lors de sollicitations dynamiques ou d'actions horizontales, comme par exemple dans le cas de tremblements de terre.

Les dalles de compression augmentent la résistance au feu du plancher, directement par une masse et une rigidité de la section plus grandes et indirectement par la solidarisation ainsi créée entre éléments de plancher. De même que pour le chaînage, la dalle de compression plus froide bloque la dilatation des éléments soumis au feu, de sorte que l'effet "interlocking" peut fonctionner pleinement. L'effet de blocage de la dalle de compression a été observé lors d'essais au feu.

Les dalles de compression exigent néanmoins un traitement ultérieur sur chantier et forment donc un obstacle dans le contexte de l'industrialisation poursuivie par la préfabrication. Malgré leur contribution à la sécurité à l'incendie, elles ne sont pas absolument nécessaires comme cela ressort de ce qui précède.

#### 1.4.3.6. Bridage exercé par les éléments adjacents.

Lorsqu'un incendie survient dans la partie centrale d'un plancher de grande surface, la dilatation thermique du plancher situé au-dessus de l'incendie sera pratiquement complètement empêchée par la rigidité du plancher environnant. D'importantes contraintes de compression apparaîtront dans les éléments soumis au feu. Lors d'incendies réels, ce phénomène a pu être observé par l'éclatement de gros morceaux de béton suite à la grande pression. Dans pareils cas, la partie centrale de la section des éléments n'est sûrement pas fissurée suite aux contraintes thermiques de traction mais toute la section reste soumise à compression. La capacité de résistance à l'effort tranchant reste donc inchangée.

Il n'est cependant pas aisé d'estimer le bridage exercé par les différents éléments de la structure (poutres, colonnes, voiles, planchers, ...), d'autant que chaque situation d'incendie peut amener un bridage différent. Il existe par exemple une différence entre le cas d'un incendie se développant dans un compartiment situé au coin d'un étage et le cas d'un incendie dans un compartiment central (fig. 1.11).

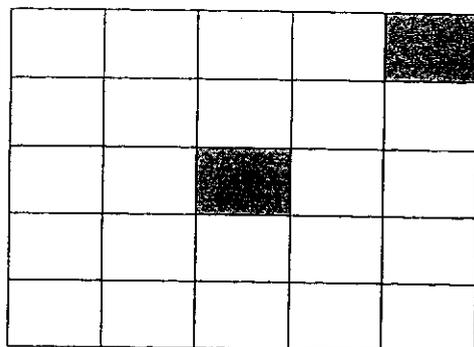


Figure 1.11 : Influence de la structure sur le bridage.

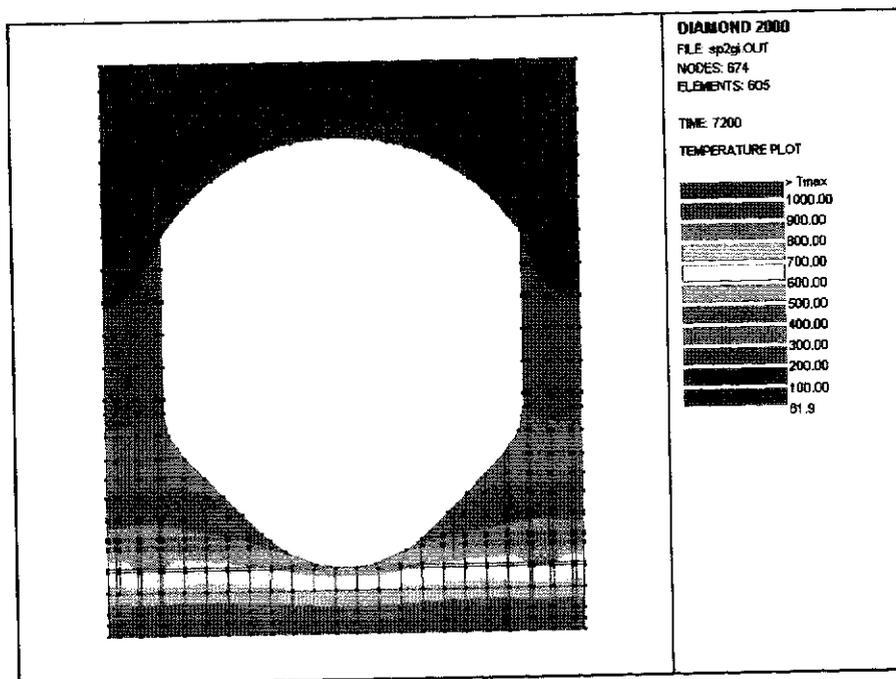
Dans le cas d'un incendie se développant à un coin (ou sur un étage complet), on ne peut pas compter sur un bridage important car la plupart des éléments soumis à l'incendie peuvent se dilater quasi librement.

Par contre, dans le cas d'un incendie se développant dans un compartiment central, les éléments adjacents (et principalement le plancher avoisinant qui est très raide dans son plan) représentent quasiment un blocage de la dalle chauffée par l'incendie.

### 1.5. Simulations numériques.

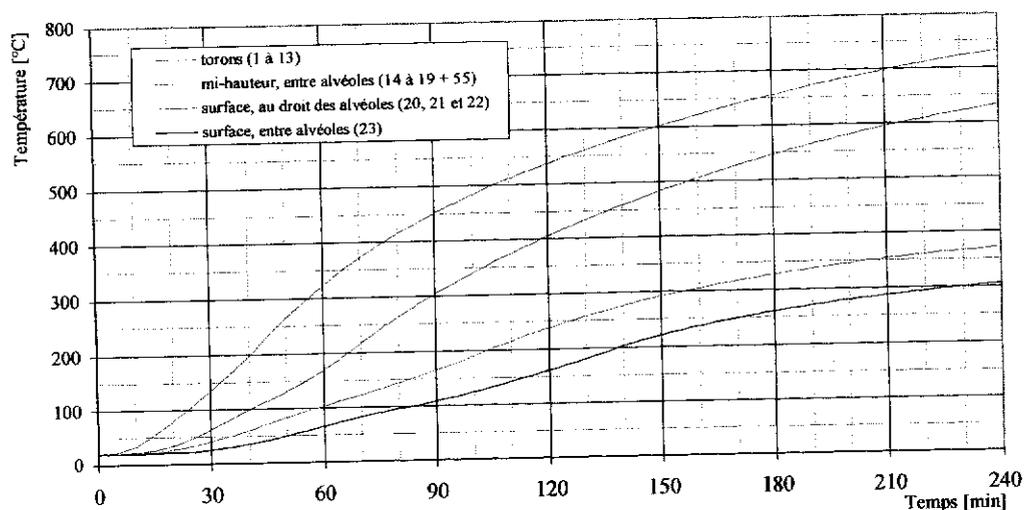
Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du programme SAFIR développé au sein du Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Il n'est pas inutile de préciser que SAFIR est reconnu par la communauté scientifique et par les autorités comme étant un outil puissant et fiable.

Ce programme éléments finis permet tout d'abord de calculer le gradient de température sur la section droite des dalles soumises à leur face inférieure à un feu ISO. (fig. 1.12). Ce calcul thermique tient compte non seulement de la transmission de chaleur par conduction mais également de la présence d'évidements (transmission de chaleur par rayonnement dans les alvéoles) ainsi que de l'eau libre contenue dans le béton (chaleur d'évaporation de celle-ci).



**Figure 1.12 : Isothermes dans la section droite d'un hourdis ERGON SP265 soumis à un feu ISO de 2 heures.**

On peut ainsi déterminer l'évolution de la température en différents endroits de la dalle (fig. 1.13). Ces températures pourront également être comparées à celles mesurées au cours des différents essais.

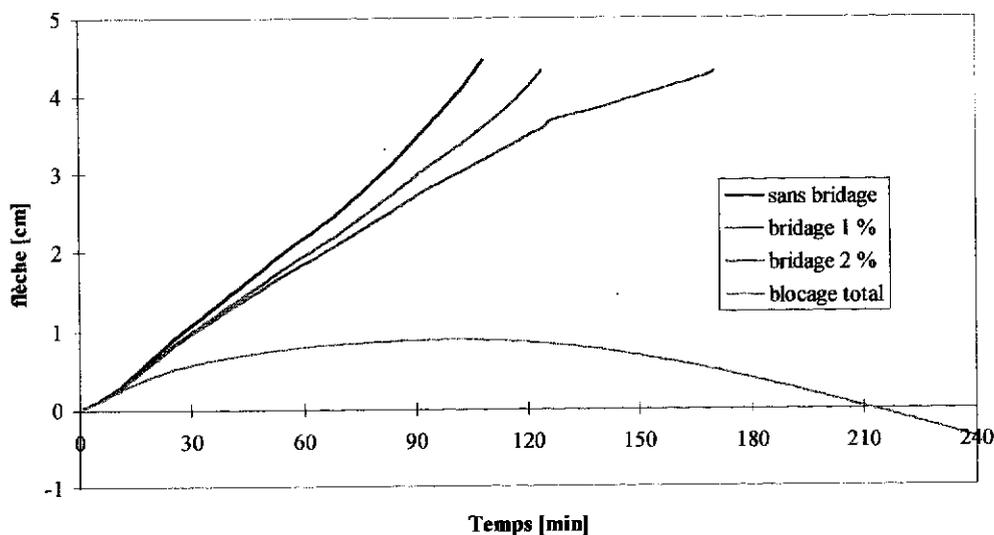


**Figure 1.13 : Evolution de la température dans la dalle Ergon, sans chape.**

Une fois ces calculs thermiques effectués, les calculs mécaniques peuvent alors être menés en tenant compte des dilatations thermiques de chaque élément et des diminutions de caractéristiques mécaniques dues à l'élévation de température.

L'analyse des résultats des calculs mécaniques porte sur les déformations et les différentes flèches que prennent les éléments étudiés, et ce en fonction du chargement, de l'importance du bridage,...

L'ensemble des figures complémentaires obtenues à l'aide du logiciel SAFIR sont données à l'Annexe 2. Quelques-unes de ces figures sont reproduites dans ce chapitre. Ainsi, la figure 1.14 (correspondant à la figure A.2.6.2) donne l'évolution de la flèche au centre de la dalle Ergon, dans le cas d'une dalle de 3 m de portée et soumise au poids propre plus une charge concentrée de 80 kN au centre.



**Figure 1.14 : Evolution de la flèche au centre de la dalle Ergon**

L'analyse des résultats des calculs mécaniques porte également sur l'examen de l'état de contrainte dans des sections proches des zones d'about. On peut notamment y voir l'évolution de la zone fissurée. Cette zone fissurée, principalement située dans l'âme, confirme les problèmes de transmission de l'effort tranchant abordés dans le chapitre 1.4.

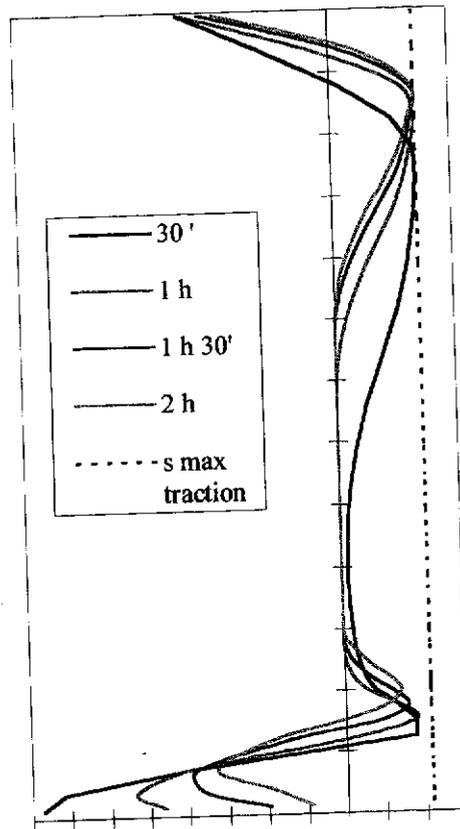


Figure 1.15 : Evolution des contraintes dans une coupe verticale

Ainsi, on voit nettement sur la figure 1.15 (correspondant à la fig. A.2.4.6) les contraintes de compression en zone inférieure de la dalle se transformer assez rapidement en traction lorsqu'on se rapproche de la zone médiane. Ces contraintes dépassent ensuite la résistance en traction du béton et tombent dès lors à zéro dans la zone centrale fissurée. En continuant à remonter, on se retrouve en présence de traction puis de compression lorsqu'on se trouve près du bord supérieur de la dalle.

L'évolution de la surface fissurée peut aussi être analysée, et ce principalement en termes de temps avant l'apparition des fissures et d'importance de la zone fissurée (fig.1.16 correspondant à la fig. A.2.5.2).

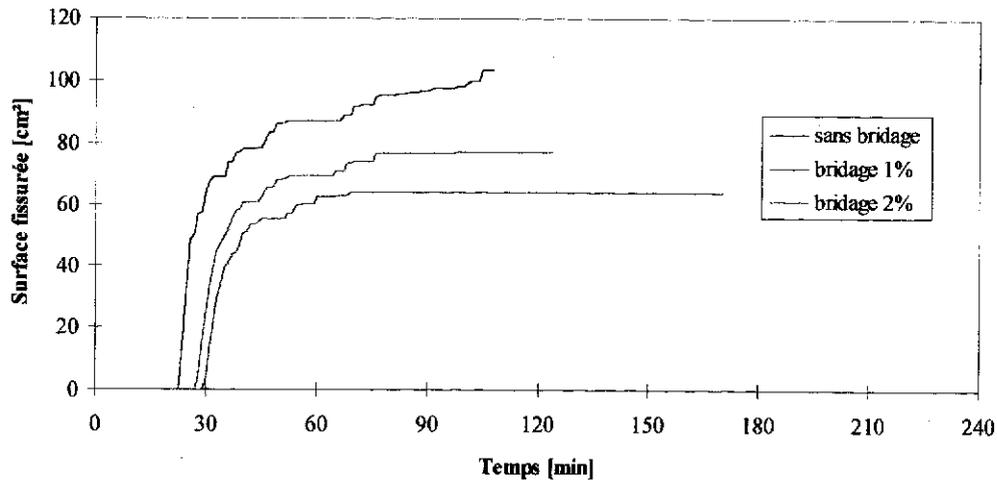


Figure 1.16 : Evolution de la fissuration de la dalle Ergon

## 1.6. Programme expérimental.

### 1.6.1. Introduction.

Chaque fabricant a bien entendu ses propres sections mais on peut faire la distinction entre deux grands types de dalles alvéolées précontraintes.

- Celles possédant un grand nombre de petites alvéoles et pour lesquelles la surface d'âme est dès lors importante (fig. 1.17).

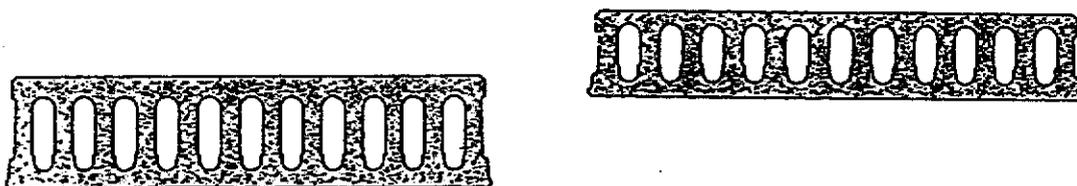


Figure 1.17 : Dalles alvéolées de type ECHO.

- Celles possédant un petit nombre de grandes alvéoles mais une surface d'âme plus petite, avec pour avantage un poids propre plus faible, mais ne présentant pas de problème à froid vu la qualité du béton employé (fig. 1.18).

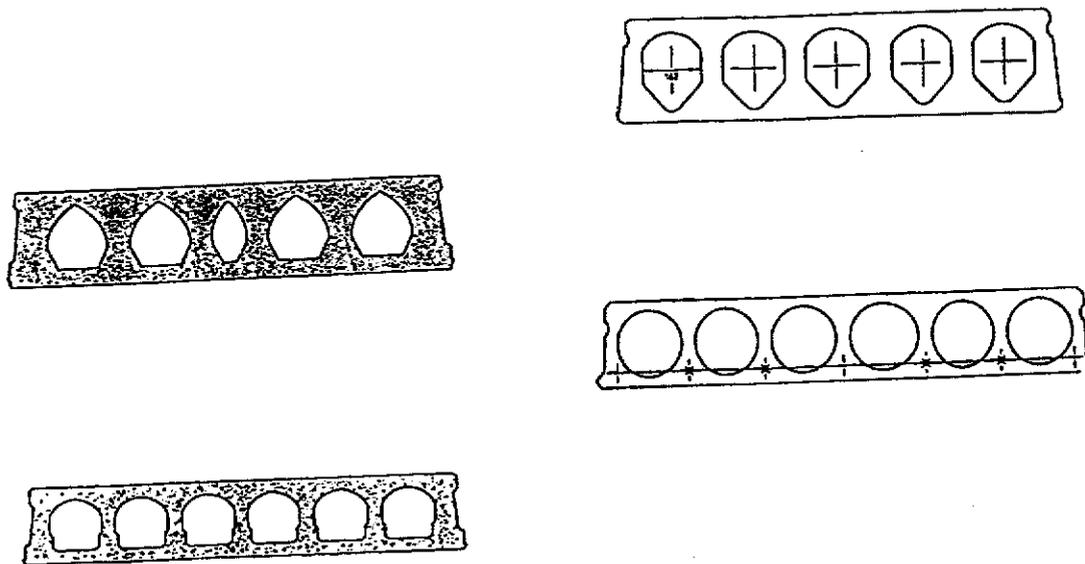


Figure 1.18 : Dalles alvéolées de type ERGON et ECHO.

Deux séries de deux essais en vraie grandeur ont été réalisées. Une première série en mars 1998 et la deuxième série en mars 1999. Cette seconde série tient compte de l'analyse des résultats des essais réalisés précédemment.

Lors de chaque série, un plancher de chaque type a été testé.

### 1.6.2. Choix de la charge à appliquer.

Afin d'étudier spécifiquement le problème dû à l'effort tranchant, il est nécessaire d'appliquer aux dalles d'essai un chargement adéquat. Celui-ci devra être tel qu'il permette d'obtenir le même effort tranchant que dans le cas d'une dalle de portée habituelle.

Vu les dimensions intérieures du four d'essai, il n'est possible de tester que des planchers de 3 m de largeur et de 6 m de longueur maximum.

On a, pour les caractéristiques courantes suivantes :

- dalle de 20 cm d'épaisseur
- surcharge fixe de  $1,6 \text{ kN/m}^2$
- surcharge mobile de  $5,0 \text{ kN/m}^2$  (à froid)  
 $2,5 \text{ kN/m}^2$  (charge réduite en cas d'incendie 50 %)
- poids propre des dalles  $\approx 3,0 \text{ kN/m}^2$

⇒ portée maximum (dimensionnement à froid) : 7,5 m

L'effort tranchant maximum pour une dalle de 1,2 m de large et de 7,5 m de portée en situation d'incendie vaut :

$$V_{\max} = [(1,6 + 2,5 + 3) \times 1,2 \times 7,5] / 2 \approx 32 \text{ kN}$$

La charge appliquée à mi-travée permettant d'obtenir le même effort tranchant maximum pour une dalle de 2,4 m de large (2 ou 4 hourdis suivant le type) et 3 m de portée vaut donc (fig. 1.9)

$$P = 4 \times 32 - (3 + 1,2) \times 2,4 \times 3 = 97,76 \approx 100 \text{ kN sur chaque demi-plancher}$$



Figure 1.19 : Schéma statique de l'essai.

### 1.6.3. Paramètres étudiés et dispositifs d'essai.

#### 1.6.3.1. Généralités.

Le programme de recherche comprend quatre essais au feu. Comme seule la résistance à l'effort tranchant forme l'objet de l'étude, le montage des éléments a été conçu pour permettre de tester un maximum de paramètres. Chaque dalle d'essai est constituée de deux portées de 3 m de longueur et d'une largeur de 2,40 m. La taille des éléments fut en fait limitée par la capacité portante maximum du pont roulant du laboratoire, à savoir 10 tonnes.

Lors du montage, on a tenté de reproduire au mieux les conditions dans lesquelles se retrouvent les dalles dans la réalité : armatures de solidarisation, chaînage périphérique et dalle de compression. De plus, le bridage par la construction environnante a également été simulé. L'influence de ces différents paramètres est reprise brièvement ci-dessous.

#### 1.6.3.2. Armatures de solidarisation longitudinales.

Pour le premier et le quatrième essai, chaque élément de dalle a été pourvu à ses abouts de 4 barres  $\phi$  12 de 500 mm de long bétonnées dans des alvéoles et ancrées dans les poutres d'appui. Pour le deuxième et troisième essai, ces armatures ont été placées dans les joints longitudinaux sur une longueur de 1,50 m. C'est ainsi que les choses se passent en pratique. Ces armatures ont pour objet d'empêcher que les fissures apparaissant dans les nervures s'ouvrent, afin que les efforts de cisaillement puissent être repris par la rugosité et les redans des lèvres des fissures ("interlocking effect" ou effet d'emboîtement). Lors du deuxième et troisième essai, des éléments de 600 mm de largeur au lieu de 1200 mm ont été utilisés afin de disposer de trois joints longitudinaux au lieu d'un seul pour y placer les armatures de solidarisation.

### 1.6.3.3. Chaînage périphérique.

Le chaînage périphérique joue un rôle essentiel dans la stabilité des dalles alvéolées, ceci aussi bien en situation à froid qu'en cas d'incendie. Il contribue en effet à la cohésion et à l'effet diaphragme du plancher. Le chaînage doit être continu tout autour du plancher. Aux appuis du plancher, il est en général placé dans l'espace existant entre les extrémités des dalles alvéolées au-dessus de la poutre d'appui. Pour les rives, il existe plusieurs possibilités : une poutre de chaînage coulée in situ, la solidarisation par le recouvrement de l'armature de précontrainte des éléments de rive au chaînage des appuis ou de la construction de façade. Au vu des dimensions limitées de la dalle d'essai et afin d'éviter que la résistance à l'effort tranchant ne soit trop influencée par des poutres de chaînage latérales, le choix s'est porté sur une combinaison de solutions. Une petite poutre de chaînage d'une largeur de 100 mm et pourvue de deux barres d'armatures  $\phi$  12 mm a été coulée en place à une rive tandis qu'à l'autre, le chaînage a été assuré par le recouvrement des armatures de précontrainte des éléments de rive aux armatures des appuis. Ce recouvrement est effectué à l'aide d'armatures bétonnées dans les alvéoles. Le chaînage décrit ci-dessus a été réalisé pour le deuxième et troisième essai. Il n'a pas été réalisé pour le premier, ni pour le quatrième essai, ceci afin de pouvoir distinguer les influences de chaque paramètre.

### 1.6.3.4. Dalle de compression armée.

Une dalle de compression armée est généralement utilisée pour augmenter la rigidité du plancher alvéolé. Elle joue aussi un rôle dans l'effet diaphragme du plancher. De plus, elle influence l'apparition des fissures thermiques qui naissent dans les nervures lors d'un incendie. On pourrait toutefois se demander si les armatures de la dalle de compression, étant donné leur position excentrée, exercent une influence comparable à celle des armatures de solidarisation, qui elles se situent directement à la même hauteur que les fissures. Les essais devraient répondre à cette question. C'est pourquoi, lors du premier et quatrième essai, une dalle de compression armée n'a été prévue que sur une moitié du plancher d'essai, permettant ainsi une comparaison claire. Pour le deuxième et troisième essai, aucune dalle de compression n'a pu être appliquée, car la masse du plancher d'essai aurait été trop élevée. Pour la même raison, il a d'ailleurs fallu limiter l'épaisseur de la dalle de compression, qui était de 50 mm pour le premier essai, à 30 mm pour le quatrième essai.

### 1.6.3.5. Influence de la construction environnante.

Dans la réalité, la dilatation thermique d'un compartiment en feu sera empêchée par la construction environnante non soumise au feu et qui reste donc plus froide. Tant les éléments de dalle voisins que les poutres d'appui y jouent un rôle. L'amplitude de la force dépendra de la rigidité de la construction. Celle-ci peut être très grande dans le cas de planchers. Lors des essais, l'influence de la construction environnante a été simulée par une barre longitudinale froide placée aux deux rives du plancher et par la mise en œuvre, au droit des points d'appui, d'abouts aux poutres de chaînage transversales en forme de T. Le diamètre des barres longitudinales était de 40 mm pour le premier et deuxième essai, ce qui correspond environ à la moitié de la résistance des armatures de

précontrainte d'un élément de dalle. Pour le troisième essai, ces barres ont été supprimées et pour le quatrième, le diamètre des barres était de 25 mm. Ces barres furent ancrées mécaniquement dans les abouts des poutres. Lors des premiers essais, la déformation des barres a été mesurée.

#### 1.6.4. Instrumentation et mesures effectuées sur les montages d'essai.

Des mesures de température ont été effectuées, et ce en de nombreux endroits des dalles et à différents niveaux dans celles-ci (figure 1.20).

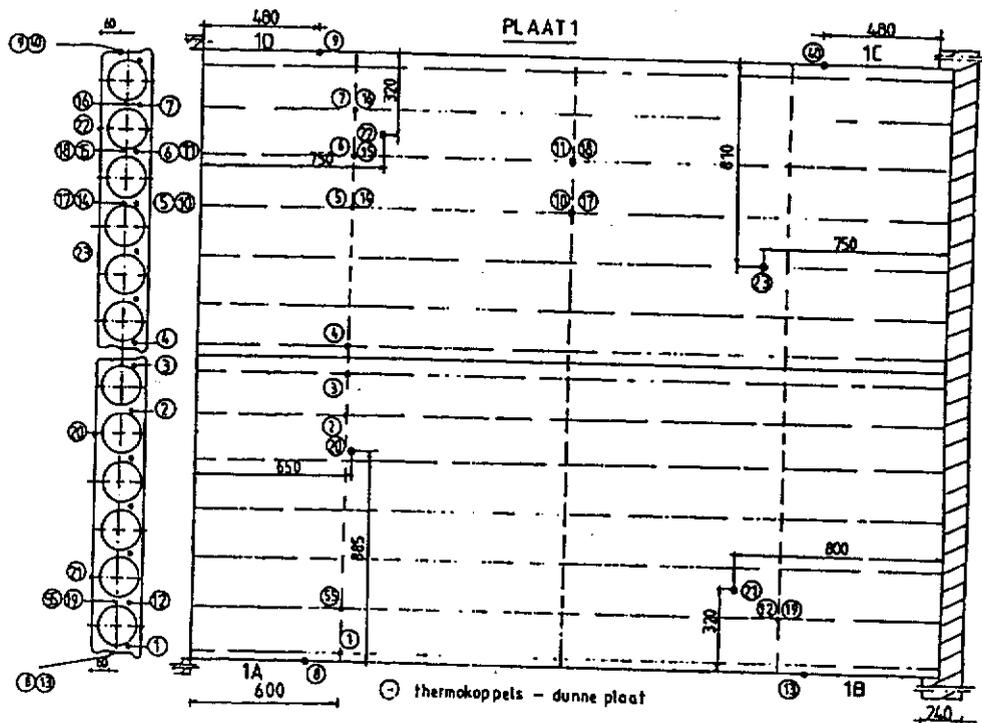


Figure 1.20 : Positions des thermocouples dans une des deux travées de l'essai 1.

Dans chaque plancher d'essai, environ 45 thermocouples ont été placés sur les torons de précontrainte, dans les nervures et sur la face supérieure des éléments. La localisation de ces thermocouples par rapport au four a varié, conformément à la figure 1.20. La température des barres longitudinales a également été enregistrée.

Le placement des thermocouples sur les torons de précontrainte pendant la production des éléments n'a pas toujours été simple. Les éléments du premier et du quatrième essai ont été extrudés. Pour le premier essai, les thermocouples ont été placés à l'avance sur les torons, avant la production des éléments. Certains thermocouples ne sont certainement pas restés en place, poussés par la pression interne du béton pendant le compactage. Cela apparaît clairement dans les courbes de température. C'est pourquoi les thermocouples destinés aux éléments du quatrième essai ont été placés juste après l'extrusion, dans le béton jeune. Localement, des alvéoles ont été ouvertes et le béton gratté de la surface des torons pour l'appliquer ensuite à nouveau après placement des

thermocouples. Les thermocouples dans les alvéoles longitudinales ont été maintenus en place à l'aide de petits porteurs métalliques. Pour les éléments du deuxième et troisième essai produits à l'aide d'une fileuse, la pose des thermocouples s'est faite sans encombre.

Etant donné que l'on s'intéresse aux effets du bridage, des mesures de déformations tant longitudinales que transversales et de flèches ont été effectuées. Dans le même esprit, les efforts ont été relevés dans les éléments bridants.

On tentera également d'obtenir des informations sur la localisation et l'apparition des fissures à l'aide de jauges.

Les figures A.2.2.(2 à 4) reprises à l'Annexe 2 donnent la variation de la température dans les torons. Elles permettent de comparer les résultats expérimentaux aux résultats numériques obtenus par SAFIR. Certains commentaires repris sur les figures expliquent la dispersion des résultats expérimentaux.

#### 1.6.5. Description des essais.

##### 1.6.5.1. Essai 1.

##### 1.6.5.1.1. Description

L'essai a été mené au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand le 10 mars 1998 (le procès-verbal de cet essai n° 8871 est donné à l'annexe 1.1).

Cet essai a été réalisé sur deux éléments de plancher constitués chacun de 2 dalles alvéolées précontraintes SP200 du type ERGON placées côte à côte (fig. 1.21). Ces dalles sont du second type mentionné précédemment et possèdent donc un petit nombre de grandes alvéoles et une surface d'âme relativement faible.

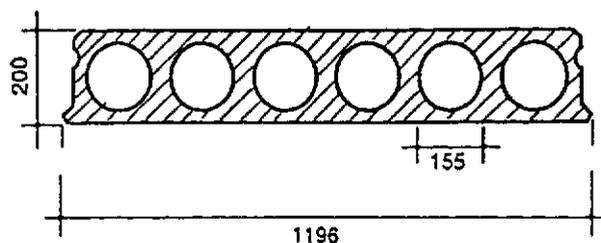


Figure 1.21 : Hourdis SP200 du type ERGON.

Le plancher ainsi constitué de 4 hourdis est appuyé sur 3 poutres.

Un chaînage longitudinal a été réalisé extérieurement au moyen de barres de diamètre  $\phi$  40 disposées de part et d'autre de la dalle et ancrées dans ses appuis. En ce qui concerne le bridage transversal, des barres  $\phi$  32 ont été placées dans chacune des

deux poutres d'extrémités et de la poutre centrale et ancrées mécaniquement aux extrémités des poutres.

Toutes ces armatures servent à simuler l'influence des éléments adjacents (colonnes, poutres, autres hourdis,...) généralement présents dans une structure complète.

La moitié du plancher (2 hourdis sur 4) a été recouverte par une chape de béton de 50 mm d'épaisseur armée au moyen d'un treillis 150 x 150 x 5 x 5.

Afin d'assurer une parfaite continuité entre les hourdis, les mêmes règles de bonne pratique que celles recommandées par le fabricant des hourdis ont été adoptées. Ainsi, dans chaque hourdis, 2 des 6 alvéoles ont été découpées, une armature de 12 mm de diamètre et de 500 mm de longueur y a été placée et ancrée dans la poutre périphérique et ces alvéoles ont été remplies de béton.

Toutes ces dispositions ont pour but de simuler au maximum le fonctionnement d'un plancher dans des conditions réelles d'utilisation.

Une charge linéaire de 10, 2 tonnes ( $\approx 100$  kN) a été appliquée au centre de chaque portée.

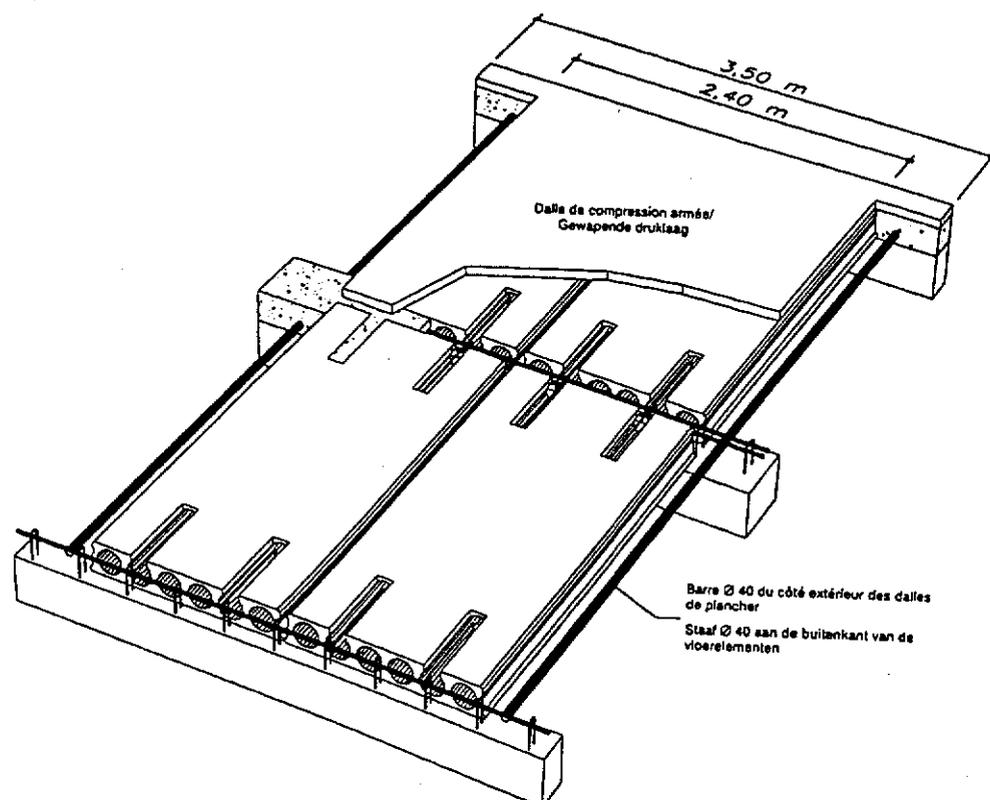


Figure 1.22 : Dispositions constructives de l'essai 1.

### 1.6.5.1.2. Observations et résultats

On constate l'apparition de nombreuses fissures et petits éclatements sur les faces supérieure et inférieure des dalles ainsi que sur l'épaisseur des éléments. On constate cependant une plus grosse dégradation de la dalle recouverte d'une chape armée que de celle où la face supérieure des hourdis est apparente, ce qui peut s'expliquer par les effets du bridage.

Au bout de 84 minutes d'essai, un éclatement important de la face supérieure de la dalle s'est produit dans la zone située en dessous du vérin, dû sans doute à une charge locale trop élevée et à un bridage très important. Bien que la dalle ne se soit pas effondrée suite à la formation de ce large évidement, il a été décidé d'arrêter l'essai avant son terme (2 heures) afin d'éviter tout risque pour le matériel et le personnel présent.

Afin d'évaluer la capacité résistante résiduelle, l'essai a été poussé jusqu'à rupture. La charge appliquée par les vérins a ainsi été augmentée, d'abord sur la partie de dalle recouverte d'une chape armée (deuxième travée) et ensuite, après rupture de cette partie, sur la partie non recouverte d'une chape (première travée). Lors du chargement d'une travée, l'autre était entièrement déchargée.

La ruine s'est produite pour une charge de 25.4 tonnes pour la seconde travée et pour une charge de 17.8 tonnes pour la première.

Les ruines ainsi obtenues sont des ruines par flexion.

On peut dès lors constater qu'il restait une grande capacité de résistance.

### 1.6.5.2. Essai 2.

#### 1.6.5.2.1. Description.

L'essai a été mené au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand le 18 mars 1998 ( le procès-verbal de cet essai n° 8872 est donné à l'annexe 1.2).

Cet essai a été réalisé sur deux éléments de plancher constitués chacun de 4 dalles alvéolées précontraintes VS20/60 du type ECHO placées côte à côte. Ces dalles possèdent un grand nombre de petites alvéoles et dès lors une surface d'âme plus importante.

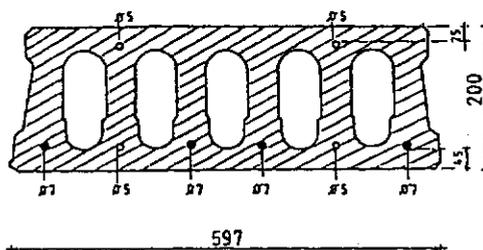


Figure 1.23 : Hourdis VS20/60 du type ECHO.

Le plancher ainsi constitué de 8 hourdis est appuyé sur 3 poutres, comme pour le premier essai.

Un chaînage longitudinal a été réalisé extérieurement au moyen de barres de diamètre  $\phi$  40 disposées de part et d'autre de la dalle et ancrées dans ses appuis. En plus de ces armatures identiques à celles du premier essai, une poutre de chaînage contenant deux armatures  $\phi$  12 a été réalisée d'un côté du plancher. De l'autre côté, une alvéole de chaque hourdis a été découpée, renforcée au moyen d'une armature de 12 mm de diamètre et de 500 mm de longueur puis remplie de béton.

Le même bridage transversal que dans le cas de l'essai 1 a été réalisé au moyen de barres  $\phi$  32 placées dans chacune des deux poutres d'extrémités et de la poutre centrale.

Pour cet essai, aucune chape n'a été réalisée au-dessus du plancher.

La continuité entre les hourdis est ici assurée au moyen d'armatures de 12 mm de diamètre et de 1500 mm de longueur placées, non plus dans les alvéoles découpées comme lors du premier essai, mais dans les joints entre les hourdis. Ces joints sont ensuite remplis de béton.

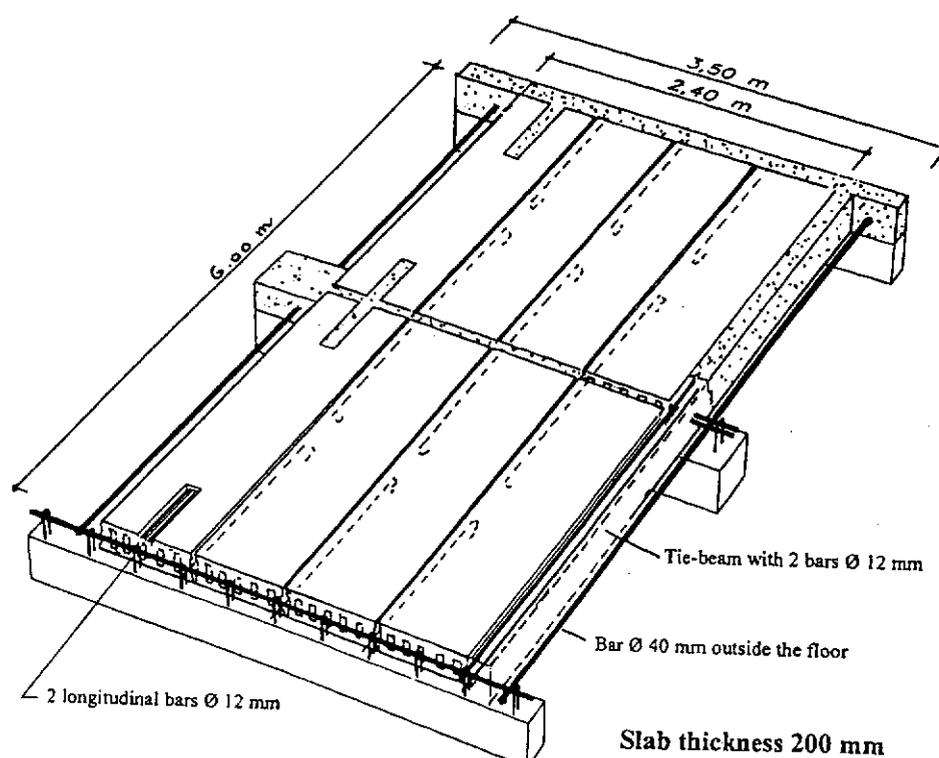


Figure 1.24 : Dispositions constructives de l'essai 2

Une charge linéaire de 10, 2 tonnes ( $\approx 100$  kN) a également été appliquée au centre de chaque portée afin d'obtenir le même effort tranchant lors de cet essai que dans le cas d'une dalle de portée habituelle.

#### 1.6.5.2.2. *Observations et résultats.*

Comme lors du premier essai et de la plupart des essais de résistance au feu sur éléments en béton, on a pu constater l'apparition de nombreuses fissures et petits éclatements. La plupart des fissures étaient longitudinales sauf à côté de l'appui central où sont apparues des fissures transversales. Il s'agit ici de fissures de flexion négatives apparues après 13 minutes d'essai.

Aucun éclatement important n'a cependant eu lieu comme lors du premier essai.

L'essai a ainsi pu être poursuivi pendant 2 heures, sans qu'il n'y ait ruine du plancher.

Afin d'évaluer la capacité de résistance résiduelle, l'essai a ensuite été poussé jusqu'à rupture. Après avoir entièrement déchargé les dalles, la seconde travée a été chargée et la ruine s'est produite pour une charge de 32,4 tonnes. La première travée a ensuite été chargée à son tour et la ruine s'est produite dans ce cas pour une charge de 29,2 tonnes.

Les ruines ainsi obtenues sont des ruines par flexion.

On peut dès lors constater qu'il restait, tout comme lors du premier essai, une grande capacité de résistance des planchers.

#### 1.6.5.3. Essai 3.

##### 1.6.5.3.1. *Description.*

L'essai a été mené au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand le 15 mars 1999 (le procès-verbal de cet essai n° 9157 est donné à l'annexe 1.3).

Ce premier essai de la seconde série a été réalisé sur deux éléments de plancher constitués chacun de 4 dalles alvéolées précontraintes VS20/60 du type ECHO placées côte à côte. Il s'agit donc des mêmes dalles que lors de l'essai 2.

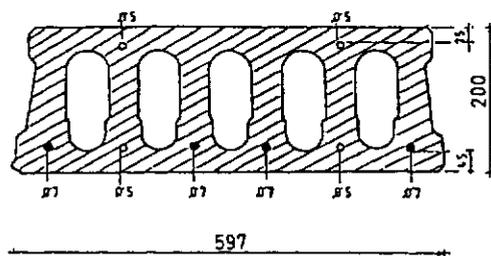


Figure 1.25 : Hourdis VS20/60 du type ECHO.

Vu la grande capacité de résistance résiduelle des planchers, constatée à la fin de l'essai 2 en chargeant ceux-ci jusqu'à la ruine, il a été décidé de diminuer le bridage longitudinal. Ainsi, les barres  $\phi 40$  disposées de part et d'autre de la dalle et ancrées dans ses appuis dans l'essai 2 n'ont pas été conservées ici. Par contre, le bridage au moyen d'une poutre de chaînage contenant 2 armatures  $\phi 12$  d'un côté du plancher, et de l'autre côté au moyen d'alvéoles découpées et remplies de béton armé d'une armature  $\phi 12$  de 500 mm de longueur a été maintenu.

Le bridage transversal a, quant à lui, également été maintenu identique à celui de l'essai 2, à savoir des barres  $\phi 32$  placées dans chacune des deux poutres d'extrémités et de la poutre centrale.

Aucune chape n'a été réalisée au-dessus du plancher.

Comme lors de l'essai 2, la continuité entre les hourdis est assurée au moyen d'armatures de 12 mm de diamètre et de 1500 mm de longueur dans les joints entre les hourdis. Ces joints sont ensuite remplis de béton.

La charge appliquée aux planchers a été conservée, c'est-à-dire une charge linéaire de 10,2 tonnes (100 kN) appliquée au centre de chaque portée.

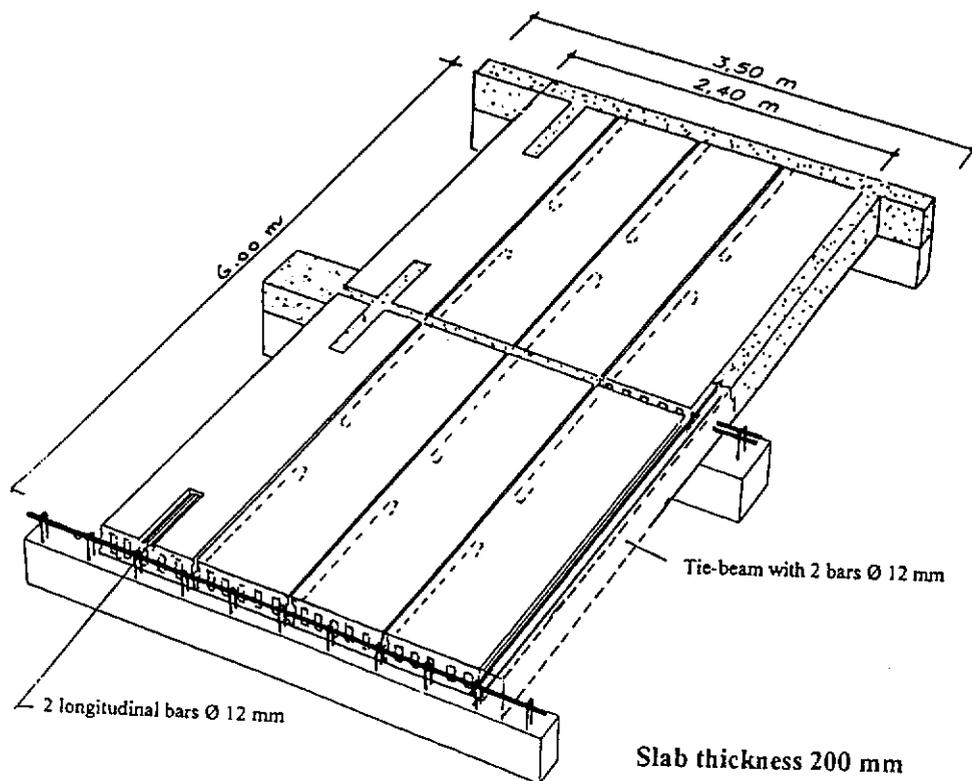


Figure 1.26 : Dispositions constructives de l'essai 3

### 1.6.5.3.2. Observations et résultats.

De nombreuses fissures et petits éclatements sont apparus et se sont développés au cours de l'essai. Il s'agissait principalement de fissures transversales, mais de nombreuses fissures longitudinales ont été constatées dans la partie non bridée par une poutre latérale. Cette constatation montre donc bien l'effet favorable du bridage.

Comme pour les essais précédents, l'essai a été poussé jusqu'à la ruine de manière à pouvoir évaluer la capacité résistante résiduelle. Lors de cet essai, la charge a été maintenue à 10,2 tonnes sur la première travée alors qu'on chargeait la seconde. La ruine s'est ainsi produite pour une charge de 26,7 tonnes. La première travée a ensuite été chargée à son tour et la ruine s'est produite dans ce cas pour une charge de 25,4 tonnes.

Les ruines ainsi obtenues sont des ruines par flexion.

Malgré la diminution sensible du bridage par rapport au premier essai effectué sur le même type de plancher (essai 2), on constate que l'élément garde une résistance au feu supérieure à 2 heures et que même à ce moment, il reste encore une grande capacité de résistance.

### 1.6.5.4. Essai 4.

#### 1.6.5.4.1. Description.

L'essai a été mené au Laboratoire de Résistance au Feu de l'Université de Gand le 22 mars 1999 (le procès-verbal de cet essai n° 9158 est donné à l'annexe 1.4).

Ce deuxième essai de la seconde série a été réalisé sur le même type de hourdis que lors de l'essai 1, à savoir ceux possédant un petit nombre de grandes alvéoles et une surface d'âme relativement faible. Cependant, il s'agit ici de deux éléments de plancher constitués chacun de 2 dalles alvéolées précontraintes SP265 du type ERGON placées côte à côte et non de hourdis SP200 utilisés dans l'essai 1.

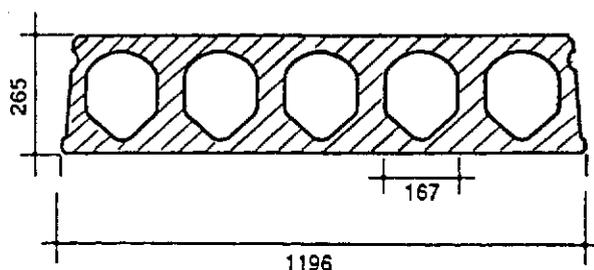


Figure 1.27 : Hourdis SP265 du type ERGON

Comme pour l'essai 1, la moitié du plancher (2 hourdis sur 4) a été recouverte par une chape. Dans cet essai, et pour des raisons de poids, elle a cependant une épaisseur de 30 mm et non de 50 mm comme précédemment, mais est toujours armée au moyen d'un treillis 150 x 150 x 5 x 5.

Les mêmes règles de bonne pratique que celles utilisées lors du premier essai ont été adoptées. Ainsi, dans chaque hourdis, 2 des 6 alvéoles ont été découpées, une armature de 12 mm de diamètre et de 500 mm de longueur y a été placée et ancrée dans la poutre périphérique et ces alvéoles ont été remplies de béton.

Vu la grande capacité de résistance résiduelle des planchers constatée à la fin de l'essai 1 en chargeant ceux-ci jusqu'à la ruine, et vu l'éclatement important survenu lors de cet essai qui peut être, du moins en partie, imputé à un bridage très important, il a été décidé, comme ce fut déjà le cas pour l'essai 3, de diminuer le bridage longitudinal. Ainsi, les barres de diamètre  $\phi$  40 disposées de part et d'autre de la dalle et utilisées lors de l'essai 1 pour assurer un chaînage longitudinal extérieur ont été remplacées par des barres  $\phi$  25.

Le bridage transversal est quant à lui toujours assuré de la même manière que pour les 3 essais précédents, c'est-à-dire au moyen de barres  $\phi$  32 placées dans chacune des deux poutres d'extrémités et de la poutre centrale.

Toutes les modifications apportées à cet essai par rapport à l'essai 1 l'ont été suite aux observations effectuées lors de cet essai, et, plus précisément, vu le problème d'éclatement important constaté au bout de 84 minutes d'essai, et vu la grande capacité de résistance existant encore à ce moment.

La même charge linéaire de 10, 2 tonnes (100 kN) appliquée au centre de chaque portée a été choisie comme sollicitation comme lors de tous les essais précédents.

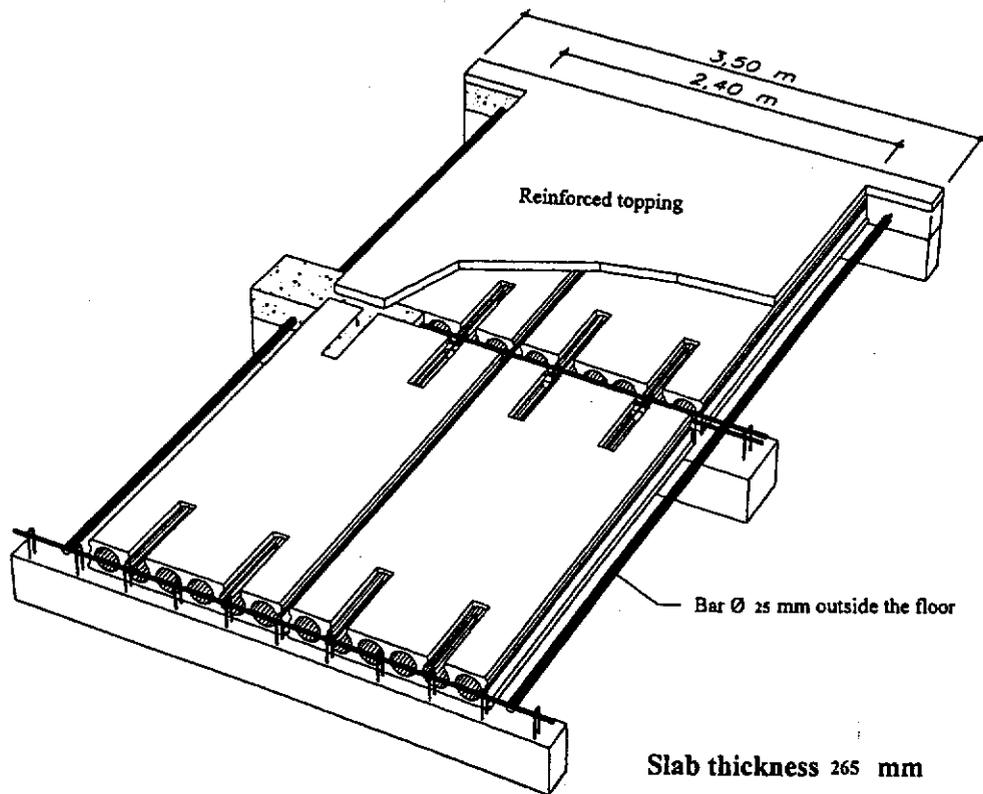


Figure 1.28 : Dispositions constructives de l'essai 4

En résumé, les principales différences par rapport à l'essai de la 1<sup>ère</sup> série (essai 1) sont les suivantes :

- modification du type de hourdis et plus particulièrement de son épaisseur (SP265 de 265 mm de hauteur au lieu d'un SP200 de 200 mm de hauteur) ;
- modification des barres de bridage longitudinales ( $\phi$  25 mm au lieu de  $\phi$  40 mm) ;
- modification de l'épaisseur de la chape (3 cm au lieu de 5 cm).

#### 1.6.5.4.2. Observations et résultats.

Comme pour chacun des 3 essais précédents, on constate l'apparition de nombreuses fissures et petits éclatements au cours de l'essai. Cependant, des éclatements plus importants se sont produits en face inférieure à partir d'environ 20 minutes d'essai, laissant apparaître les alvéoles mais n'entraînant pas la rupture de la dalle. L'essai a ainsi pu être poursuivi pendant 2 heures.

Comme pour les essais précédents, afin de pouvoir évaluer la capacité résistante résiduelle des planchers, l'essai a été poussé jusqu'à la ruine. Comme cela a été fait pour l'essai 3, la charge a été maintenue à 10,2 tonnes sur la première travée alors qu'on chargeait la seconde. La ruine s'est ainsi produite pour une charge de 30,5 tonnes. La première travée a ensuite été chargée à son tour et la ruine s'est produite dans ce cas pour une charge de 30,5 tonnes également.

Les ruines obtenues lors de ce dernier essai sont des ruines par cisaillement-flexion et non par simple flexion comme lors des 3 essais précédents, ce qui pourrait s'expliquer par le fait que la face inférieure de la dalle était affaiblie par l'éclatement du béton.

Dans ce cas-ci également, il restait une grande capacité de résistance des planchers.

### **1.7. Conclusions.**

Les principales conclusions que l'on peut tirer de cette étude sont les suivantes.

- Les dispositions constructives mises en place lors des essais permettent de résoudre le problème de la résistance au cisaillement des dalles alvéolées précontraintes soumises au feu.
- Une simple armature de chaînage longitudinal dans le joint a déjà une influence très positive.
- Le bridage accroît l'effet favorable.
- Les observations ont démontré que la massivité des éléments influence l'endommagement lors de l'essai au feu (fissuration, éclatement superficiel).
- On a observé dans certains essais des éclatements en face supérieure ou inférieure :
  - ceux-ci n'ont pas entraîné la rupture des dalles ;
  - l'éclatement en face supérieure est probablement dû à une transmission locale de la charge du vérin ;
  - la massivité des éléments a sans doute une influence ;
  - le type de granulat a sans doute aussi une influence.
- Les mesures de température des thermocouples des torons correspondent assez bien avec les données de l'Eurocode 2 "ENV 1992-1-2". Une plus grande dispersion apparaît pour les éléments extrudés, probablement parce que certains thermocouples ne sont pas restés en place pendant la fabrication (cf. paragraphe 1.6.4 et figures A.2.2 (2 à 4) de l'Annexe 2).



## BIBLIOGRAPHIE (1)

- 1.1. CEB-FIP  
Design of concrete structures for fire resistance.  
Preliminary Draft of an Appendix to the CEB-FIP Model Code, Bulletin d'Information du C.E.B., n°145, Paris 1982.
- 1.2. DOTREPPE, et al.  
Résistance au feu des structures. Principes généraux et Recommandations à l'usage des auteurs de projet.  
Ouvrage réalisé dans le cadre des travaux de la Commission Nationale Belge de Recherche Incendie, Service des Ponts et Charpentes – Université de Liège et Laboratorium voor Aanwending der Brandstoffen en Warmte-Overdracht - RUG, 1983.
- 1.3. CEB – FIP  
Model Code for fire design of concrete structures. First draft.  
Bulletin d'Information du C.E.B., n°174, Lausanne, 1987.
- 1.4. FIP  
Precast prestressed hollow core floors.  
FIP Recommendations, Thomas Telford, London, 1988.
- 1.5. CEB-FIP.  
Fire design of concrete structures in accordance with CEB-FIP Model Code 90 – Final draft.  
Bulletin d'Information du C.E.B., n°208, Lausanne, 1991.
- 1.6. ENV 1992-1-1.  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 1 : General rules and rules for buildings. CEN, Bruxelles, 1991.
- 1.7. ELLIOT, K.S., DAVIES, G., and OMAR, W.  
Experimental and theoretical investigation of precast concrete hollow-cored slabs used as horizontal floor diaphragms. The Structural Engineer, Vol. 70, N°10, 1992.
- 1.8. ENGSTRÖM, B.  
Ductility of tie connections in prestressed structures.  
Chalmers Technical University, Göteborg, Sweden, 1992.
- 1.9. CEB – FIP.  
CEB-FIP Model Code 1990, Design Code. Thomas Telford, London, 1993.

- 1.10. ENV 1992-1-3  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 3 : General rules : Precast concrete elements and structures, CEN, Bruxelles, 1994.
- 1.11. ENV 1991-2-2.  
Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures ; Part 2 : Actions on structures exposed to fire, CEN, Bruxelles, 1995.
- 1.12. ENV 1992-1-2.  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 2 : Structural fire design, CEN, Bruxelles, 1995.
- 1.13. FIP  
Precast prestressed hollow core floors. FIP Guide to Good Practice, Final Draft, 1998.
- 1.14. ENV 1992-1-2 : NAD  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 2 : Structural fire design ; NAD-Belgian National Application Document, IBN, Bruxelles, 1999.

**PROGRAMME SSTC D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA  
NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE EN  
SECURITE INCENDIE**

partim : RESISTANCE AU FEU DES ELEMENTS DE STRUCTURE

---

**2. COLONNES EN BETON ARME**

## 2. COLONNES EN BETON ARME

### 2.1. Introduction.

Le dimensionnement des colonnes en béton armé soumises au feu est essentiellement réalisé en utilisant des recommandations sous forme de tableaux. C'est la voie qui a toujours été proposée dans les Recommandations internationales CEB-FIP traitant de ce sujet [2.1], [2.3], [2.4]. Les Recommandations émises par la Commission Nationale Belge de Recherche Incendie en 1983 allaient aussi dans le même sens [2.2]. Ces divers documents proposaient une méthode simplifiée de calcul, mais celle-ci n'est applicable que pour les éléments fléchis (poutres et dalles), et pas pour les colonnes.

La norme européenne provisoire ENV 1992-1-2 [2.5] reprend ces recommandations sous forme de tableaux (méthode de niveau I), mais elle présente aussi une méthode simplifiée de calcul valable pour les colonnes (méthode de niveau II). Ce modèle constitue incontestablement un progrès, mais plusieurs critiques peuvent être émises à son encontre, comme on a pu le montrer dans une publication récente [2.8].

La meilleure manière d'évaluer par voie théorique la résistance au feu de ces structures est d'utiliser des logiciels de calcul numériques. Cependant, les auteurs de projet n'ont pas toujours ce genre d'outil à leur disposition et il importe de proposer des méthodes simplifiées basées sur les développements de la mécanique des structures, et en accord avec les résultats expérimentaux, de façon à pouvoir procéder à un dimensionnement rapide et efficace.

La mise au point de telles méthodes se heurte cependant à plusieurs difficultés. En effet, alors que dans les structures en acier il est possible de définir une température de référence unique, il n'en est pas ainsi pour les structures en béton. En effet, la température varie d'un point à l'autre de la section droite de l'élément, et il en va de même des caractéristiques mécaniques.

Un autre facteur à considérer est la difficulté de déterminer les circonstances qui sont à l'origine de la ruine de l'élément. Dans le cas des colonnes, le mode de ruine est difficile à prédire : la colonne peut s'écraser en compression ou périr par flambement mécanique, mais la limite entre les deux modes de ruine n'est pas toujours bien définie. On observe aussi une grande dispersion des résultats expérimentaux, due au fait que des éclatements de béton sont parfois observés, ce qui influence de manière considérable la température de l'armature et, par conséquent, la résistance au feu  $R_f$  de la colonne.

Le but de cette recherche est d'améliorer ou de développer des méthodes simplifiées pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton armé.

Cette étude vient en complément de plusieurs travaux effectués précédemment à l'Université de Liège sur le comportement au feu des colonnes en béton.

Une recherche expérimentale précédemment menée a permis de mettre en évidence les principaux paramètres influençant le comportement de colonnes en béton armé en situation d'incendie [2.7]. Ces principaux paramètres sont le niveau de contrainte, les dimensions de la section droite, la longueur, les conditions d'appui, le recouvrement de béton, l'armaturage longitudinal. Cette étude est basée sur de nombreux résultats expérimentaux obtenus à l'Université Technique de Braunschweig, à la Station d'Essais au Feu d'Ottawa, à l'Université de Gand et à l'Université de Liège.

Une autre étude effectuée à l'Université de Liège a permis de mettre au point une méthode de calcul où l'on considère la résistance au feu  $R_f$  des colonnes en béton comme la somme de résistances au feu partielles, tenant compte des principaux paramètres influençant le comportement à chaud de ces éléments [2.6]. Cette méthode assez élémentaire, obtenue par ajustement, peut être considérée comme une méthode de niveau I au sens de l'Eurocode II. Elle permet cependant d'obtenir une assez bonne concordance avec les résultats expérimentaux présentés dans la référence [2.7].

Nous avons cependant souhaité, à l'Université de Liège, développer une méthode plus élaborée, soit une méthode simplifiée de calcul de niveau II, basée sur les développements relatifs aux colonnes comprimées et fléchies, et qui soit aussi en bon accord avec les résultats d'essais.

D'autre part, tous les résultats expérimentaux décrits dans la référence [2.7] se rapportent à des colonnes de section carrée ou rectangulaire. Or, depuis quelques années, on construit de plus en plus de colonnes à section circulaire, grâce au développement de nouveaux coffrages bon marché, permettant un bétonnage rapide. Ce type de colonne conduit à un encombrement minimum. Il est intéressant de s'assurer de la validité des formules de dimensionnement proposées dans le cas de colonnes circulaires.

C'est pourquoi il a été décidé, dans cette recherche, de développer les points suivants.

1. Réexaminer la méthode simplifiée de niveau I, et transformer éventuellement la formulation, afin d'obtenir une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux.
2. Mettre au point une formulation plus élaborée, basée sur des considérations théoriques relatives à la mécanique des structures et aux modèles de calcul des colonnes comprimées et fléchies.  
L'analyse des résultats expérimentaux et les ajustements seront réalisés à l'aide du logiciel SAFIR développé dans le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège.
3. Effectuer quelques essais complémentaires sur des colonnes à section circulaire. On observera en particulier les phénomènes d'éclatement se produisant éventuellement durant l'essai au feu.

4. Revoir éventuellement les formulations précédentes en tenant compte de ces nouveaux résultats expérimentaux.  
On examinera en particulier s'il y a lieu d'introduire un paramètre spécifique pour tenir compte de l'éclatement.

## 2.2. Mise au point de méthodes simplifiées de calcul pour le dimensionnement.

### 2.2.1. Introduction.

Comme on l'a signalé dans l'introduction, les méthodes de dimensionnement au feu des structures en béton présentées dans les Recommandations FIP/CEB et dans l'Eurocode EC2-1.2 sont essentiellement basées sur des valeurs tabulées. Les résistances au feu y sont données en fonction des dimensions de la section droite, de l'enrobage et du taux de chargement.

Le souci de développer à l'Université de Liège des méthodes simplifiées de calcul est lié à un examen attentif de ces recommandations tabulées, et plus particulièrement celles de l'Eurocode 2-1.2 présentées ci-dessous dans le tableau 2.1.

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm) Column width $b_{min}$ /axis distance $a$			
	Column exposed on more than one side			Exposed on one side
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.2$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
R 30	150/10  *	150/10  *	150/10  *	100/10  *
R 60	150/10  *	180/10  *	200/10  *	120/10  *
R 90	180/10  *	210/10  *	240/35  *	140/10  *
R 120	200/40	250/40	280/40	160/45
R 180	240/40	320/50	360/50	200/60
R 240	300/50	400/50	450/50	300/60

\* Normally the cover required by ENV 1992-1-1 will control

**Tableau 2.1 : Tableau de dimensionnement des colonnes en béton selon l'EC2-1.2**

En effet, si on compare ces recommandations aux résultats expérimentaux obtenus, non seulement à Liège et à Gand, mais également lors d'autres essais réalisés à l'Université Technique de Braunschweig et à la Station d'Essais au Feu d'Ottawa, on constate que les recommandations de l'Eurocode conduisent à des résultats insécuritaires dans environ 90 % des cas (fig. 2.1). Il faut signaler que tous ces résultats expérimentaux sont présentés sous forme condensée à l'annexe 2.1.

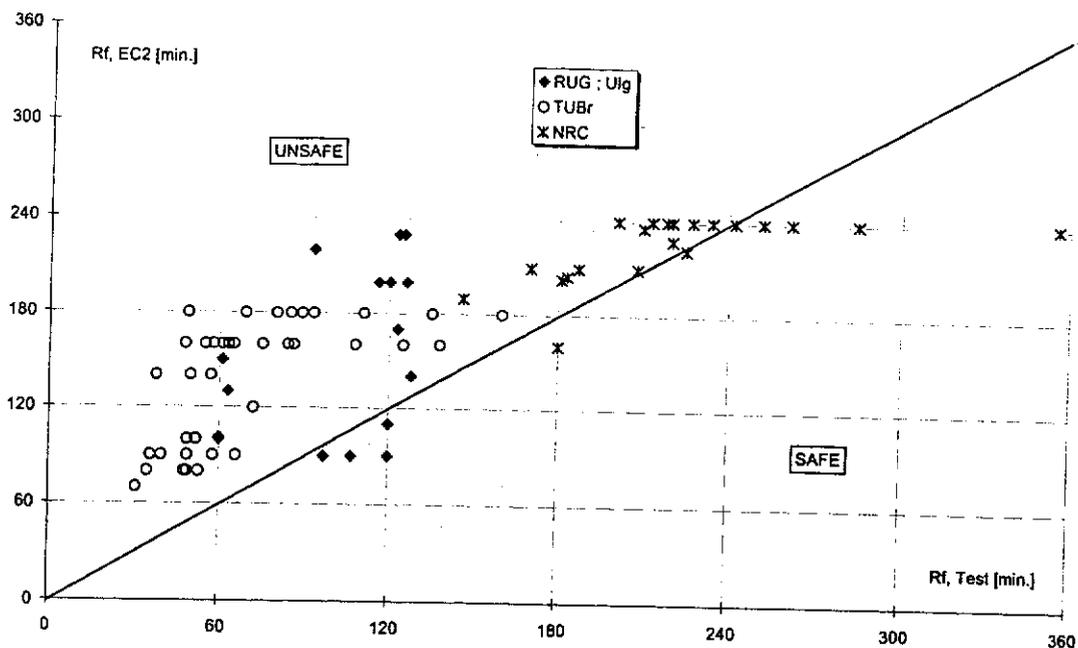


Fig. 2.1 : Comparaison entre la résistance au feu donnée par l'EC2-1.2 et par les essais

Afin d'obtenir une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux et pour disposer d'un moyen simple et sécuritaire pour le calcul de la résistance au feu de colonnes en béton armé soumises au feu, deux méthodes alternatives de dimensionnement ont été mises au point à l'Université de Liège.

Le logiciel d'éléments finis SAFIR, développé dans le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège, a été utilisé pour analyser les résultats expérimentaux et pour les développements des formules de dimensionnement.

### 2.2.2. Méthode simplifiée de niveau I.

Cette première méthode considère la résistance au feu des colonnes en béton armé  $R_f$  comme la somme de résistances au feu partielles tenant compte des principaux paramètres influençant le comportement à chaud de ces éléments.

Une recherche expérimentale précédemment menée à l'Université de Gand et à l'Université de Liège a permis de déterminer les principaux paramètres influençant le comportement à hautes températures des colonnes en béton armé [2.7]. Les effets du taux de chargement, de la massivité (dimensions de la section droite), de la longueur, du diamètre des armatures longitudinales, de l'excentricité de la charge et de l'enrobage ont été mis en évidence.

Grâce à la mise en évidence de l'effet de ces principaux paramètres, une première formulation a été établie dans le cadre d'un mémoire de fin d'études. Celle-ci n'est pas reproduite ici. On peut la trouver dans la référence [2.6]. La comparaison entre résultats théoriques obtenus sur base de cette formule et résultats expérimentaux est donnée à la figure 2.2.

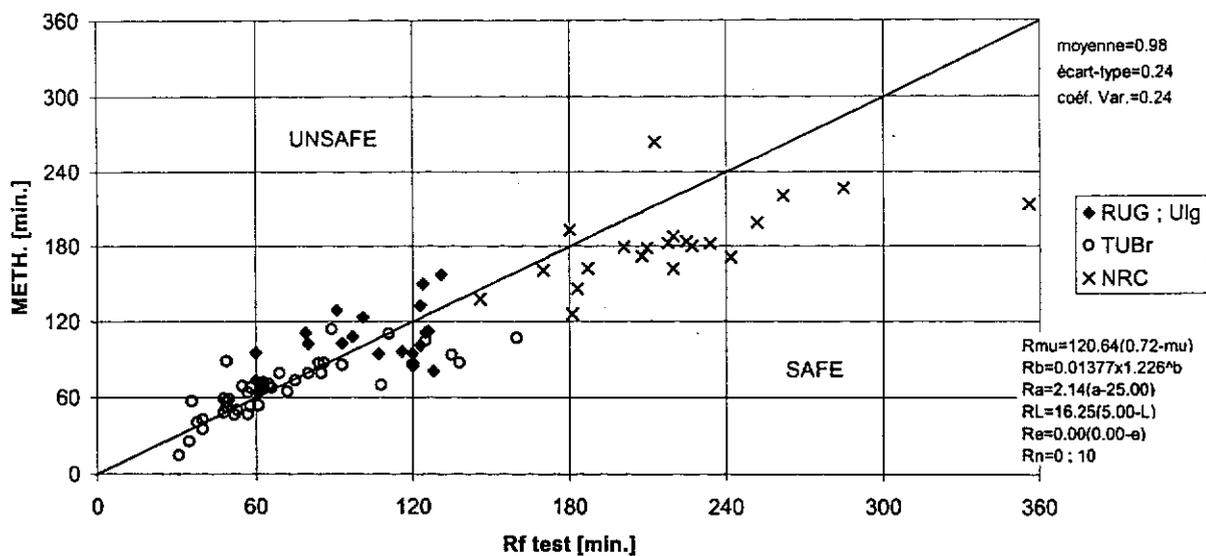


Fig. 2.2. Comparaison entre la résistance au feu donnée par la méthode simplifiée de niveau I (1<sup>ère</sup> version) et par les essais

Comme on peut le voir, il y a, en moyenne, une bonne concordance entre les différents résultats. On note cependant que, pour les valeurs de  $R_f$  pas trop importantes ( $R_f < 2h$ ), la méthode donne des résultats plutôt insécuritaires, tandis que pour les grandes valeurs de  $R_f$  ( $R_f > 2h$ ), la méthode donne des résultats assez largement sécuritaires.

C'est pourquoi il a paru intéressant, dans le cadre de cette recherche, de revoir la formulation proposée, de manière à assurer une concordance plus uniforme, tout en gardant le même schéma d'élaboration et la simplicité de la formulation.

L'influence des différents paramètres sur la résistance au feu a été étudiée grâce au logiciel SAFIR. Il a ainsi été possible de déterminer la forme des équations des fonctions (droite, parabole, ...) à donner aux résistances au feu partielles, de même qu'une estimation des paramètres y intervenant. La formule a ensuite été calibrée plus précisément sur les résultats d'essais.

La nouvelle formulation développée dans cette recherche est présentée ci-après.

Toutes les études de paramètres ont été effectuées en partant d'une colonne de référence dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Colonne bi-articulée
- Section :  $300 \times 300 \text{ mm}^2$
- Armatures :  $4 \phi 16 \text{ mm}$
- Enrobage :  $c = 25 \text{ mm}$
- Longueur :  $4 \text{ m}$
- Taux de chargement :  $\eta = 0,7$
- Excentricité de la charge :  $e = 20 \text{ mm}$

L'étude de variation des différents paramètres a permis d'obtenir, pour la résistance au feu exprimée en minutes, la formule suivante :

$$R_f = 120 ((R_{f,n} + R_{f,a} + R_{f,L} + R_{f,b} + R_{f,n})/120)^{1.8} \quad (2.1)$$

Dans cette formule, les différentes contributions sont déterminées comme suit :

$$R_{f,n} = 83 (1.00 - \eta_{fi}) \quad (2.2)$$

avec

$$\eta_{fi} = N_d / R_d \quad (2.3)$$

$\eta_{fi}$  est le taux de chargement (tenant compte de l'excentricité éventuelle de la charge),  
 $N_d$  est la charge de calcul appliquée à la colonne,  
 $R_d$  est la résistance de calcul de la colonne à température ambiante (tenant compte de l'excentricité éventuelle de la charge).

$$R_{f,a} = 1.60 (a - 30) \quad (2.4)$$

$a$  est l'enrobage (au sens "axis distance"), c'est-à-dire la distance entre l'axe de l'armature longitudinale et la surface de béton la plus proche (mm) (fig. 2.3).

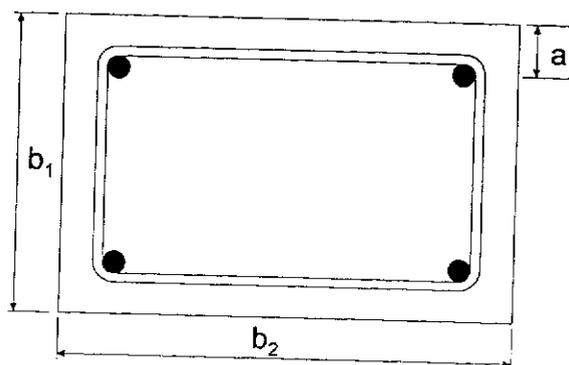


Fig. 2.3 : Section transversale et enrobage a

$$R_{f,L} = 9.60 (5 - L) \quad (2.5)$$

L est la longueur de flambement de la colonne (m)

$$R_{f,b} = 0.09 b' \quad (2.6)$$

b' est la largeur moyenne de la colonne (mm), soit :

$$b' = \frac{2 \cdot b_1 \cdot b_2}{b_1 + b_2} \quad (\text{fig. 2.3}) \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} R_{f,n} &= 0 && \text{pour } n \leq 4 \\ R_{f,n} &= 12 && \text{pour } n > 4 \end{aligned} \quad (2.8)$$

n est le nombre d'armatures longitudinales.

A la fig. 2.4 ci-dessous, on constate que la corrélation entre les résultats obtenus à l'aide de la formule 2.1 et les résultats d'essais est très bonne et assez uniforme pour toute l'étendue des valeurs de la résistance au feu.

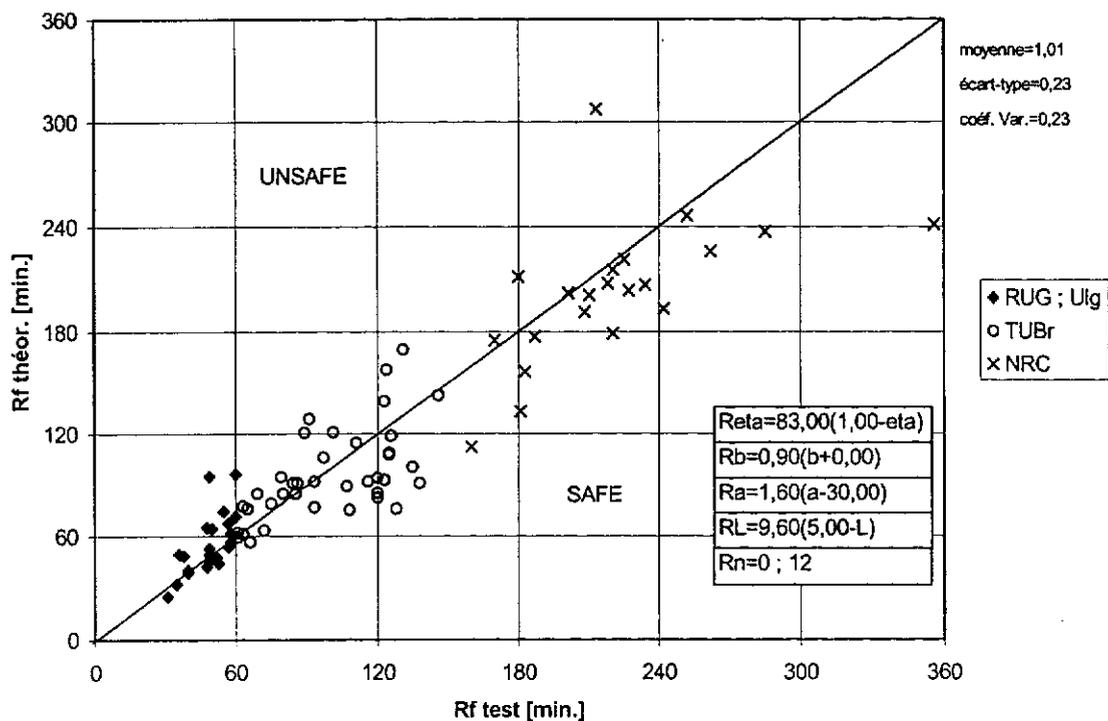


Fig. 2.4 : Comparaison entre les résultats d'essais et la formule 2.1

Vu les très bons résultats obtenus par cette méthode, elle a été introduite dans le DAN belge de l'Eurocode 2-1.2 comme méthode de calcul simplifiée pour le calcul de la résistance au feu de colonnes en béton armé soumises à l'incendie.

En outre, cette formule a été utilisée pour modifier le tableau de recommandations de l'Eurocode 2-1.2 pour les colonnes en béton (cfr. tableau 2.1). Ce nouveau tableau (2.2) a été introduit dans le DAN de l'EC2-1.2, et fournit des valeurs sécuritaires et en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Standard fire resistance	Minimum dimensions (mm)			
	Column width $b_{min}$ /axis distance $a$ of the main bars			
	Column exposed on more than one side			Exposed on one side
	$\eta_{fi} = 0.2$	$\eta_{fi} = 0.5$	$\eta_{fi} = 0.7$	$\eta_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/25	140/25
R 60	200/25	200/35 250/30	200/45 300/30**	140/25
R 90	200/30 300/25	300/40 350/30**	300/45** 450/35**	140/25
R 120	250/40 300/30**	300/45** 450/35**	350/50** 450/45**	160/35
R 180	350/45**	350/60**	450/65**	210/55
R 240	350/60**	450/70**	450/80**	270/70
** Minimum 8 bars				

Tableau 2.2 : Tableau de dimensionnement des colonnes en béton selon le DAN de l'EC2-1.2

### 2.2.3. Méthode de calcul simplifiée de niveau II.

La seconde méthode est plus élaborée et peut être considérée comme une méthode de calcul simplifiée de niveau II, au sens de l'Eurocode [2.5].

La formule de dimensionnement a été développée en trois étapes.

La première consiste à déterminer la charge de ruine plastique à haute température de la colonne en se basant sur des simulations numériques. A la seconde étape, on a établi le coefficient de flambement de la colonne pour un chargement centré. Enfin, un terme d'amplification non linéaire a été développé pour tenir compte de l'excentricité des charges.

Les considérations détaillées relatives à l'élaboration de cette formulation sont présentées dans la référence [2.8].

La capacité portante ultime d'une colonne chauffée est exprimée comme une fraction de la charge de ruine plastique de la section :

$$N_u(t) = \chi^{MN}(\lambda) N_{pl}(t) \quad (2.9)$$

avec  $t$  : temps  
 $\lambda$  : élancement

$N_{pl}(t)$  est la charge plastique de la section au temps  $t$  :

$$N_{pl}(t) = \gamma(t) [\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s] \quad (2.10)$$

avec

$N_{pl}^c = A_c \cdot f_{ck}$  : charge plastique caractéristique de la section de béton à 20°C.

$N_{pl}^s = A_s \cdot f_{sk}$  : charge plastique caractéristique de la section d'acier à 20°C.

$\beta_1(t)$  et  $\beta_2(t)$  représentent la diminution des charges plastiques en fonction du temps.

$\gamma(t)$  est une fonction tenant compte des éclatements superficiels de béton au début de l'incendie :

$$\gamma(t) = 1 - 0.3 t \geq 0.85 \quad (2.11)$$

avec  $t$  : temps en heures  
 au-delà de 1/2 h, on constate que  $\gamma(t) = 0.85$

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (\alpha t)^\delta}}$$

avec  $t$  : temps en heures

$$\alpha = \frac{0.3}{A^{0.5}}$$

$$\delta = \frac{1}{A^{0.25}}$$

$A = A_c + A_s$  : aire de la section transversale en  $m^2$

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0.9 t}{t_2} \geq 0$$

avec  $t_2 = 0.046 c + 0.111$   
 $c$  : enrobage des armatures longitudinales en mm  
 $(c = a - \phi/2)$

$\chi^{MN}(\lambda)$  est le coefficient de flambement correspondant à une charge excentrée :

$$\chi^{MN}(\lambda) = \frac{\chi(\lambda)}{\varphi(\lambda)} = \frac{\chi(\lambda)}{1 + \frac{10e/h}{\frac{1}{\chi(\lambda)} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2}} \quad (2.12)$$

avec  $\varphi(\lambda)$  : coefficient d'amplification non linéaire dû à l'excentricité de la charge

$e$  : excentricité de la charge

$h$  : hauteur de la section transversale

$\lambda$  : élancement à 20 °C

$\chi(\lambda)$  : coefficient de flambement pour une charge centrée, soit :

$$\chi(\lambda) = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \lambda \leq 20$$

$$\chi(\lambda) = 0.80 \cdot \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0.7 \left( \frac{225-c}{200} \right)^5} \quad 20 < \lambda < 70 \quad (2.13)$$

$$\chi(\lambda) = 0.80 \cdot \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0.7 \left( \frac{\lambda}{70} \right) \left( \frac{225-c}{200} \right)^5} \quad 70 < \lambda$$

La comparaison entre les résultats obtenus par cette méthode et les résultats expérimentaux est présentée à la figure 2.5 ci-dessous. Malgré la dispersion des résultats expérimentaux, on constate que la formule 2.9 permet un dimensionnement efficace et sécuritaire des colonnes en béton armé soumises à l'incendie. La valeur moyenne de tous les rapports  $N_{\text{formulation}} / N_{\text{essai}}$  est égale à 0.95 et l'écart-type vaut 0.23.

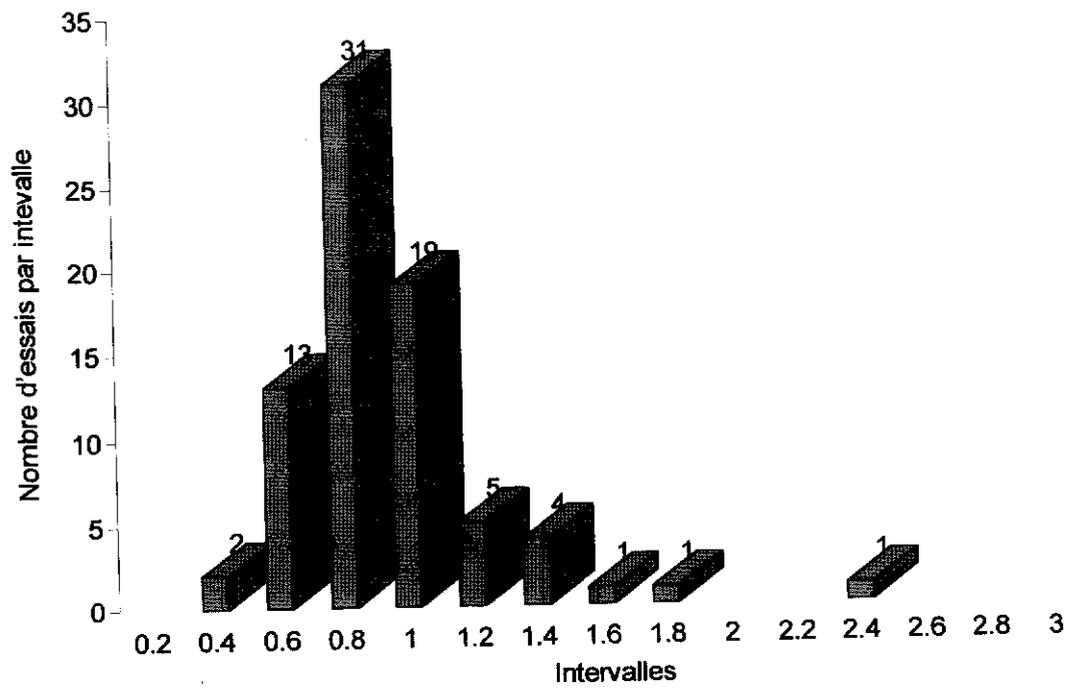


Fig. 2.5 : Distribution de  $N_u(\text{formulation})/N_u(\text{essai})$

## 2.3. Essais réalisés.

### 2.3.1. Introduction.

La quasi-totalité des essais qui ont servi de base à l'élaboration des deux méthodes simplifiées de calcul ont été réalisés sur des colonnes à section rectangulaire. Vu l'utilisation de plus en plus courante de colonnes circulaires dans le monde de la construction, due notamment au développement de nouveaux types de coffrage bon marché permettant un bétonnage rapide et de bonne qualité, il n'est pas inutile de s'assurer de la validité des formules de dimensionnement proposées dans le cas de colonnes circulaires.

En particulier, on constate que, dans le cas des colonnes rectangulaires, des éclatements sont souvent observés au cours de la première demi-heure d'essai. Ceux-ci apparaissent le plus souvent près des arêtes, d'où le nom anglais de "corner spalling" donné à ce phénomène. Il est donc intéressant d'observer les éventuels phénomènes d'éclatement qui se produiront dans le cas de colonnes circulaires et d'en tirer des conclusions quant au paramètre prenant ce phénomène en compte (cf. formules 2.10 et 2.11).

Dans ce but, 4 essais ont été réalisés sur des colonnes circulaires dont les caractéristiques sont décrites ci-après.

### 2.3.2. Description des essais.

Les 4 colonnes testées ont été réalisées dans une usine de préfabrication.

Elles ont les caractéristiques suivantes :

Diamètre : 30 cm

Longueur : 210 cm

Béton siliceux

Armatures longitudinales : 6  $\phi$  12 ou 6  $\phi$  20

transversales (étriers) :  $\phi$  8

Enrobage des armatures (étriers) :  $c = 30$  mm

Deux colonnes possèdent 6 armatures longitudinales  $\phi$  12 et les deux autres 6  $\phi$  20.

Le paramètre principal qui a été étudié, en plus du niveau de charge, est la forme circulaire de la section droite.

Une colonne de chaque type a été testée sous charge de service ( $N_{serv} \approx 0,7 \cdot N_{ud}$ ) et l'autre a été testée sous charge en situation d'incendie ( $0,7 \cdot N_{serv} \approx 0,5 \cdot N_{ud}$ ).

Taux de chargement	Armatures longitudinales	
	6 $\phi$ 12	6 $\phi$ 20
~ 50 % $N_{ud}$	C1	C3
~ 70 % $N_{ud}$	C2	C4

**Tableau 2.3 : Colonnes testées**

Lors de ces essais, les mesures suivantes ont été réalisées :

- températures (au moyen de thermocouples noyés dans le béton)
- variation de longueur en fonction du temps
- charge (vérification au cours du temps)

### 2.3.3. Calcul de $N_{ud}$

Afin de déterminer la résistance du béton utilisé pour les colonnes à tester, 3 essais de compression sur cubes de 150 mm de côté ont été réalisés conformément à la norme NBN B 15-220. Les résultats sont présentés ci-dessous.

Cube	Age des cubes en jours	Poids en kg	Dimensions en mm		Charge de rupture en kN	Résistance à la compression en $N/mm^2$
			Section	Hauteur		
1	28	8,15	150 x 149	150	2070	92,6
2	28	8,15	150 x 150	150	2110	93,8
3	28	8,15	150 x 149	150	2090	93,5
Moyenne :						93,3

**Tableau 2.4 : Résultats des essais de compression sur cubes**

En admettant un coefficient de variation de 15 % (valeur courante), on peut déterminer les résistances de calcul :

- sur cubes :  $f_{ck\ cube} = f_{cm\ cube} (1 - 1,64 \times 0,15) = 0,754 f_{cm\ cube} = 70,35\ N/mm^2$
- sur cylindre :  $f_{ck} = 0,79 f_{ck\ cube\ de\ 150mm} = 0,596 f_{cm\ cube} = 55,58\ N/mm^2$
- résistances de calcul :  $f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 0,397 f_{cm\ cube} = 37,05\ N/mm^2$   
 $\alpha f_{cd} = 0,85 f_{cd} = 0,338 f_{cm\ cube} = 31,535\ N/mm^2$

On constate qu'il s'agit de béton à haute résistance, mais sans addition de fumée de silice, ce qui est important pour les phénomènes d'éclatement.

La ruine d'une colonne soumise à compression peut survenir de deux manières, soit par écrasement de la colonne, soit par flambement de celle-ci. Dès lors, la résistance ultime  $N_{ud}$  d'une colonne soumise à compression est égale à une des deux valeurs suivantes : la charge d'écrasement à la compression ou la charge ultime de flambement.

Dans le cas d'une colonne soumise à une charge centrée, la résistance de calcul à la compression à température ordinaire est donnée par la formule suivante :

$$N_{Rd} = \alpha f_{cd} \cdot A_c \cdot \left[ \left( 1 - \frac{A_{st}}{A_c} \right) + \frac{f_{yd}}{\alpha f_{cd}} \frac{A_{st}}{A_c} \right]$$

avec : $\alpha f_{cd}$	: résistance à la compression	: 31,535 N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	: section totale de la colonne	: 706,85 cm <sup>2</sup>
$A_{st}$	: section des armatures	: 6 $\phi$ 12 : 6,79 cm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	: résistance de l'acier	: 6 $\phi$ 20 : 18,85 cm <sup>2</sup> : 435 N/mm <sup>2</sup>

$$\Rightarrow N_{Rd} = 250 \text{ tonnes (6 } \phi \text{ 12)}$$

$$N_{Rd} = 299 \text{ tonnes (6 } \phi \text{ 20)}$$

La norme française (BAEL) [2.10] a été utilisée pour le calcul de la charge ultime de flambement. Cette méthode ne s'applique qu'aux colonnes isolées et soumises à une compression centrée. Les imperfections de rectitude des colonnes et le fluage sont intégrés dans les formules, pour autant que les deux conditions suivantes soient remplies. La première est que l'imperfection réelle ne dépasse pas la plus grande des deux valeurs : 1 cm et  $l_0/500$ . La seconde implique que la plus grosse partie des charges soient appliquées plus de 90 jours après le bétonnage. C'est le cas ici puisque les essais ont été réalisés près d'un an après le bétonnage des colonnes.

Dans le document BAEL, la charge ultime d'une colonne à froid est donnée par :

$$N_{ud} = \alpha^* \left[ \frac{A_r f_{ck}}{0.9 \gamma_c} + A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right] \quad (2.15)$$

avec  $\alpha^*$  : coefficient de flambement à froid

$$* = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$* = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$



### 2.3.5. Simulations numériques.

#### 2.3.5.1. Code de calcul SAFIR

Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel SAFIR.

Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis. Il utilise une procédure pas-à-pas pour :

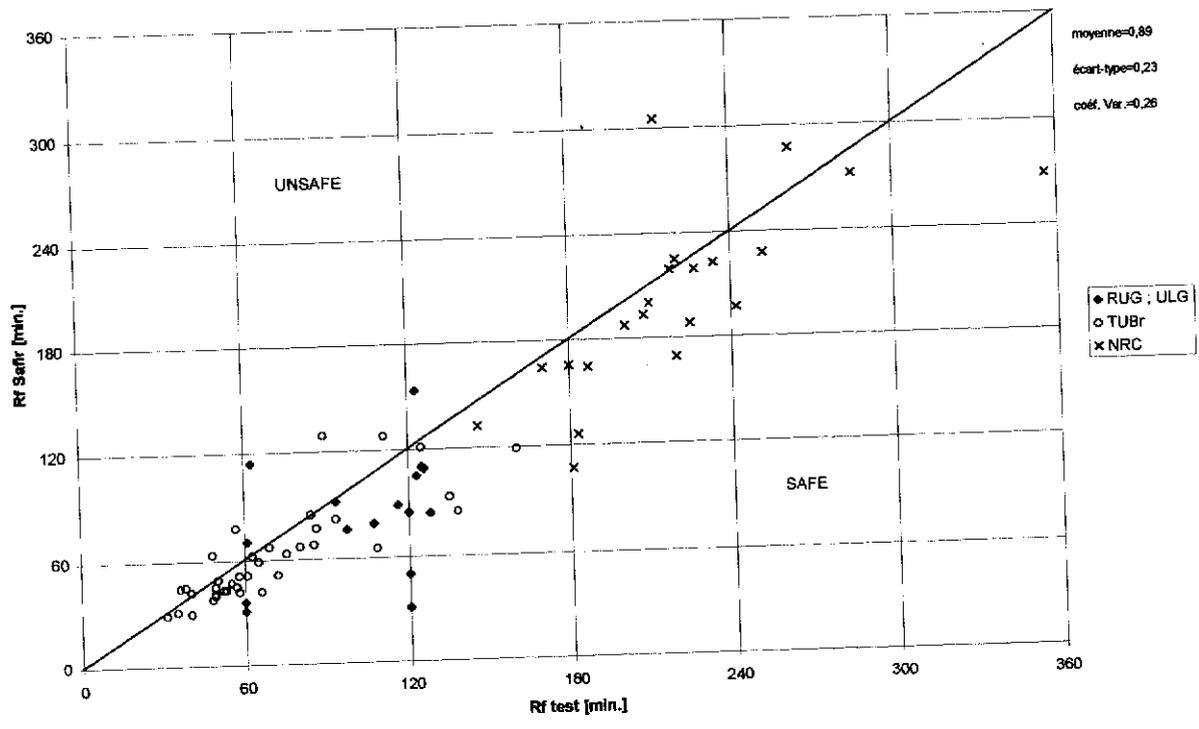
- l'évaluation de la distribution de la température à l'intérieur des éléments ;
- l'étude de la réponse structurelle jusqu'à la ruine, correspondant à la résistance au feu.

Un calcul thermique est d'abord effectué. Cette opération consiste à calculer la répartition de température à l'intérieur de la section de la colonne après différents pas de temps. Pour cette étude, on suppose que l'élévation de la température dans l'environnement se fait suivant la courbe ISO (courbe température - temps normalisée).

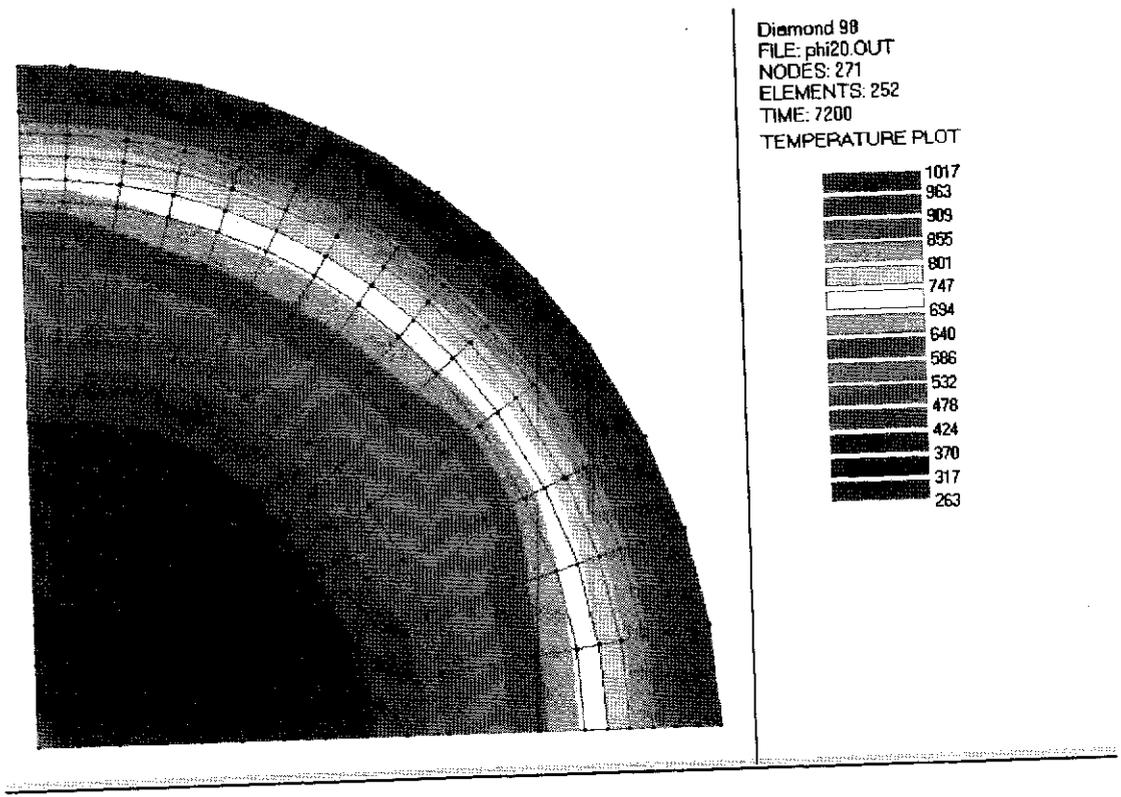
Après ce calcul thermique, on réalise un calcul statique de la colonne. On applique d'abord la charge sur la colonne à froid, et le logiciel calcule les différentes variables (contraintes, déformations, déplacements,...) avant augmentation de température. L'analyse s'effectue ensuite pas-à-pas. A chaque pas de temps, SAFIR prend en compte les modifications du comportement mécanique dues à la variation de température.

SAFIR est reconnu par la communauté scientifique et par les autorités comme étant un outil puissant et fiable.

Si on compare les résultats d'essais et ceux obtenus par SAFIR, on constate que ce logiciel donne des résultats très proches de la réalité tout en étant légèrement sécuritaires, comme on peut le voir à la figure 2.6 pour les résultats d'essais mentionnés précédemment et décrits en [2.7].



**Fig. 2.6 : Comparaison entre les résultats obtenus par SAFIR et les résultats d'essais**



**Fig. 2.7. Modélisation des colonnes circulaires par SAFIR avec un exemple de répartition des températures**

Les colonnes ont été modélisées en tenant compte d'une éventuelle imperfection de chargement lors des essais. Le tableau 2.7 permet de voir que l'excentricité de la charge influence de manière importante la valeur de la résistance au feu.

On a obtenu les résultats suivants :

Taux de chargement	Armatures longitudinales et excentricité			
	6 $\phi$ 12		6 $\phi$ 20	
	Excentricité (cm)	Rf (min)	Excentricité (cm)	Rf (min)
$\sim 0,5 N_{ud}$	0	158	0	150
	1	125	1	125
	2	104	2	102
	3	87	3	97
	4	70	4	77
$\sim 0,7 N_{ud}$	0	128	0	124
	1	98	1	97
	2	80	2	94
	3	58	3	66
	4	44	4	52

**Tableau 2.7 : Résistance au feu des colonnes circulaires obtenues par SAFIR**

### 2.3.6. Méthodes simplifiées de dimensionnement.

#### 2.3.6.1. Méthode de niveau 1.

Les conditions d'utilisation de la formule sont remplies puisque, pour toutes les colonnes étudiées, on a :

$$25 \text{ mm} \leq a (= 44 \text{ mm ou } 48 \text{ mm}) \leq 80 \text{ mm}$$

$$2 \text{ m} \leq L_{\eta} (= 2,1 \text{ m}) \leq 6 \text{ m}$$

$$200 \text{ mm} \leq b (= 300 \text{ mm}) \leq 450 \text{ mm}$$

$$A_s / A_c \cong 0,01 (6 \phi 12) \text{ ou } \cong 0,0267 (6 \phi 20) \leq 0,04$$

$$\phi_s = 12 \text{ mm ou } 20 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

#### 2.3.6.1.1. Colonne C1 (6 $\phi$ 12, $\sim 50\% N_{ud}$ )

$$R_{f,\eta} = 83 (1,00 - 0,59) = 34,03$$

$$R_{f,a} = 1,60 (44 - 30) = 22,4$$

$$R_{f,L} = 9,60 (5 - 2,1) = 27,84$$

$$R_{fb} = 0,09 \cdot 300 = 27$$

$$R_{fn} = 12 \quad \text{pour } n = 6 > 4$$

$$\Rightarrow R_f = 120 \cdot [(34,03 + 22,4 + 27,84 + 27 + 12)/120]^{1,8} \\ = 126 \text{ min}$$

#### 2.3.6.1.2. Colonne C2 (6 $\phi$ 12, ~ 70 % $N_{ud}$ )

$$R_{fn} = 83 (1,00 - 0,83) = 14,11$$

$$R_{fa} = 1,60 (44 - 30) = 22,4$$

$$R_{fL} = 9,60 (5 - 2,1) = 27,84$$

$$R_{fb} = 0,09 \cdot 300 = 27$$

$$R_{fn} = 12 \quad \text{pour } n = 6 > 4$$

$$\Rightarrow R_f = 120 \cdot [(14,11 + 22,4 + 27,84 + 27 + 12)/120]^{1,8} \\ = 91,7 \text{ min}$$

#### 2.3.6.1.3. Colonne C3 (6 $\phi$ 20, ~ 50 % $N_{ud}$ )

$$R_{fn} = 83 (1,00 - 0,57) = 35,69$$

$$R_{fa} = 1,60 (48 - 30) = 28,8$$

$$R_{fL} = 9,60 (5 - 2,1) = 27,84$$

$$R_{fb} = 0,09 \cdot 300 = 27$$

$$R_{fn} = 12 \quad \text{pour } n = 6 > 4$$

$$\Rightarrow R_f = 120 \cdot [(35,69 + 28,8 + 27,84 + 27 + 12)/120]^{1,8} \\ = 141,2 \text{ min}$$

#### 2.3.6.1.4. Colonne C4 ( 6 $\phi$ 20, ~ 70 % $N_{ud}$ )

$$R_{f,\eta} = 83 (1,00 - 0,75) = 20,75$$

$$R_{f,a} = 1,60 (48 - 30) = 28,8$$

$$R_{f,L} = 9,60 (5 - 2,1) = 27,84$$

$$R_{f,b} = 0,09 \cdot 300 = 27$$

$$R_{f,n} = 12 \quad \text{pour } n = 6 > 4$$

$$\Rightarrow R_f = 120 \cdot [ (20,75 + 28,8 + 27,84 + 27 + 12) / 120 ]^{1,8} \\ = 113,6 \text{ min}$$

#### 2.3.6.1.5. Comparaison entre la méthode 1 et les essais réalisés

Les résultats suivants ont été obtenus par la méthode de niveau 1 :

Taux de chargement	Armatures longitudinales	
	6 $\phi$ 12	6 $\phi$ 20
~ 0,5 $N_{ud}$	126 min.	141 min.
~ 0,7 $N_{ud}$	91 min.	113 min.

**Tableau 2.8. : Résistance au feu des colonnes selon la méthode de niveau 1**

$$C1 : \frac{R_{f \text{ méthode 1}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,81$$

$$C2 : \frac{R_{f \text{ méthode 1}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,7$$

$$C3 : \frac{R_{f \text{ méthode 1}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,76$$

$$C4 : \frac{R_{f \text{ méthode 1}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,7$$

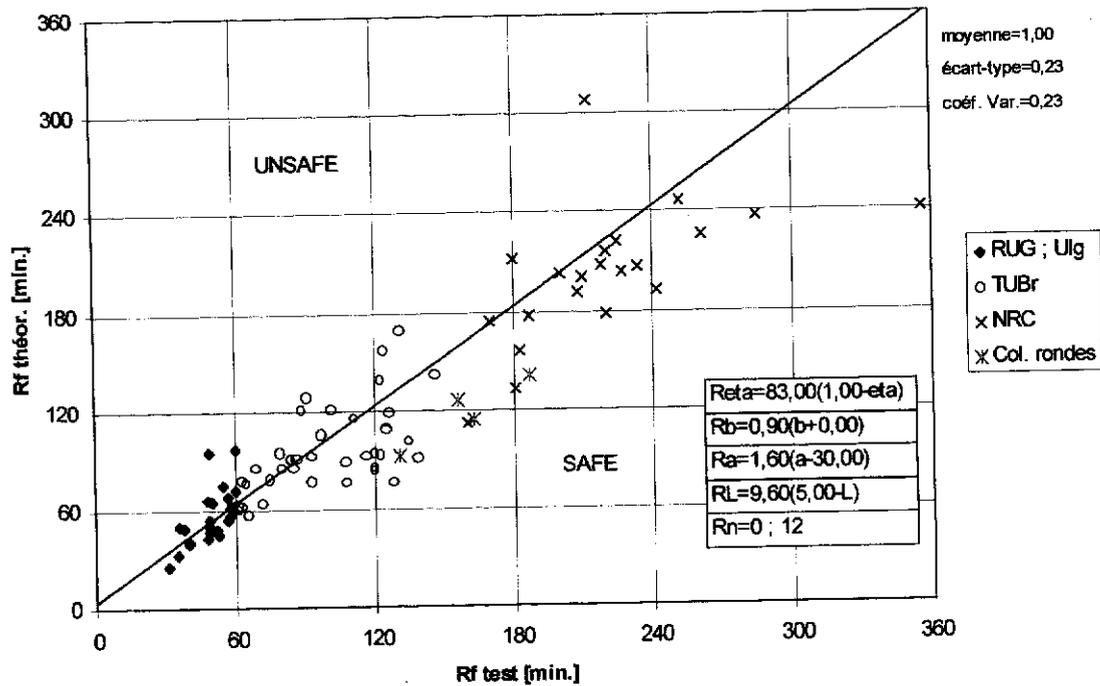


Fig. 2.8. : Comparaison entre les résultats d'essais et ceux dérivés de la méthode de dimensionnement 1.

La figure 2.8 reprend la comparaison entre les résultats d'essais et ceux dérivés de la méthode 1, en incorporant les valeurs obtenues pour les colonnes circulaires. Elle montre que les points représentatifs des essais sur colonnes rondes se trouvent tous dans le nuage de points, ce qui signifie que les résultats obtenus pour les colonnes rondes ne sont pas fondamentalement différents de ceux obtenus pour les colonnes à section rectangulaire.

### 2.3.6.2. Méthode de niveau 2.

#### 2.3.6.2.1. Colonne C1 (6 $\phi$ 12, $\sim 50\% N_{ud}$ )

Pour un temps  $t = 1 \text{ h}20$ , on trouve  $N_{u \text{ méthode2}} = 1236,8 \text{ kN} \approx N_{ac} = 1236,1 \text{ kN}$  (126 t)

La résistance au feu obtenue pour cette colonne par la méthode de niveau 2 est de  $R_f = 80$  minutes.

#### 2.3.6.2.2. Colonne C2 (6 $\phi$ 12, $\sim 70\% N_{ud}$ )

Pour un temps  $t = 45$  minutes, on trouve  $N_{u \text{ méthode2}} = 1740,2 \text{ kN} \approx N_{ac} = 1736,4 \text{ kN}$  (177 t)

La résistance au feu obtenue pour cette colonne par la méthode de niveau 2 est de  $R_f = 45$  minutes.

#### 2.3.6.2.3. Colonne C3 (6 $\phi$ 20, $\sim 50\%$ $N_{ud}$ )

Pour un temps  $t = 1h11$ , on trouve  $N_{u \text{ méthode2}} = 1422,5 \text{ kN} \approx N_{ac} = 1422,45 \text{ kN}$  (145 t)

La résistance au feu obtenue pour cette colonne par la méthode de niveau 2 est de  $R_f = 71$  minutes.

#### 2.3.6.2.4. Colonne C4 (6 $\phi$ 20, $\sim 70\%$ $N_{ud}$ )

Pour un temps  $t = 46$  minutes, on trouve  $N_{u \text{ méthode2}} = 1874 \text{ kN} \approx N_{ac} = 1863,9 \text{ kN}$  (190 t)

La résistance au feu obtenue pour cette colonne par la méthode de niveau 2 est de  $R_f = 46$  minutes.

#### 2.3.6.2.5. Comparaison entre la méthode 2 et les essais réalisés

Les résultats suivants ont été obtenus par la méthode de niveau 2 :

Taux de chargement	Armatures longitudinales	
	6 $\phi$ 12	6 $\phi$ 20
$\sim 0,5 N_{ud}$	80 min.	71 min.
$\sim 0,7 N_{ud}$	45 min.	46 min.

**Tableau 3.6 : Résistance au feu des colonnes selon la méthode de niveau 2**

$$C1 : \frac{R_{f \text{ méthode2}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,51$$

$$C2 : \frac{R_{f \text{ méthode2}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,34$$

$$C3 : \frac{R_{f \text{ méthode2}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,38$$

$$C4 : \frac{R_{f \text{ méthode2}}}{R_{f \text{ essai}}} = 0,28$$

On constate que la méthode de niveau 2 conduit à des résultats sécuritaires, mais cette sécurité apparaît excessive.

Afin de pousser un peu plus loin cette investigation, on compare les résultats obtenus pour les colonnes rondes à ceux obtenus pour les colonnes rectangulaires et représentés à la figure 2.5. On est ainsi amené à calculer le rapport  $N_u$  (formulation) /  $N_u$  (essai) pour les colonnes rondes.

C1. ( $N_{ac} = 1236,06$  kN)

Pour  $t = 2,6$  (2h36),  $N_u = 714,07$  kN

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{714,07}{1236,06} = 0,58$$

C2. ( $N_{ac} = 1736,37$  kN)

Pour  $t = 2,18$  (2h11),  $N_u = 827,65$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{827,65}{1736,37} = 0,48$$

C3. ( $N_{ac} = 1422,45$  kN)

Pour  $t = 3,12$  (3h07),  $N_u = 598,52$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{598,52}{1422,45} = 0,42$$

C4. ( $N_{ac} = 1863,9$  kN)

Pour  $t = 2,72$  (2h43),  $N_u = 675,58$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{675,58}{1863,9} = 0,36$$

On remarque que ces résultats sont aussi très largement sécuritaires.

De plus, si on se réfère à la figure 2.5, on constate que ces valeurs se situent assez loin de la valeur moyenne (0,95) (aux alentours de 0,4 pour trois d'entre elles).

Cette méthode, bien que basée sur des fondements théoriques, semble donc moins bien calibrée que la méthode de niveau 1 dans le cas des colonnes courtes à section transversale circulaire.

### 2.3.7. Conclusions.

Les essais réalisés sur des colonnes courtes ( $\lambda = 28$ ) à section transversale circulaire ont permis :

- de vérifier la puissance et la fiabilité du logiciel SAFIR qui fournit des résultats très proches de ceux obtenus lors des essais tout en étant, la plupart du temps, légèrement sécuritaires.
- de constater que la méthode de niveau 1 pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton armé donne des résultats en bonne corrélation avec ceux obtenus lors des essais.  
Elle peut donc être utilisée, sans modification, pour l'étude de la résistance au feu des colonnes à sections transversales circulaires.
- de remarquer que la méthode de niveau 2 conduit à des résultats très largement sécuritaires dans l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton armé courtes à section circulaire.  
Il convient dès lors de vérifier si cette méthode est parfaitement adaptée à l'étude des colonnes à section circulaire, ou si elle est fournie des résultats systématiquement très sécuritaires dans le cas des colonnes courtes, quelle que soit la section.

## 2.4. Réexamen de la formulation de la méthode de niveau II pour le cas des colonnes courtes.

### 2.4.1. Introduction.

A la suite des essais réalisés sur les colonnes courtes à section circulaire, on a constaté que la méthode de niveau 2 développée à l'Université de Liège conduisait à des résultats largement sécuritaires pour ces colonnes.

Deux caractéristiques importantes distinguent ces colonnes de la plupart de celles testées auparavant et qui ont permis le calibrage des méthodes de dimensionnement développées. D'une part, elles ont une section circulaire et d'autre part, elles ont un élancement relativement faible ( $\lambda = 28$ ).

En conséquence, il faut vérifier si les formules développées sont parfaitement adaptées à l'étude des colonnes courtes, ou si c'est simplement la forme de la section droite (circulaire) qui rend la formule inappropriée.

### 2.4.2. Colonnes courtes à section rectangulaire.

Lors d'une recherche expérimentale précédemment menée à l'Université de Liège et à l'Université de Gand [2.7], un très grand nombre d'essais en vraie grandeur sur colonnes en béton armé à section rectangulaire soumises à l'incendie ont été effectués. Ces résultats ont d'ailleurs été utilisés pour le calibrage des méthodes de dimensionnement développées.

Quatre de ces essais ont été réalisés sur des colonnes courtes, et on examine ci-après comment se situent les valeurs du rapport  $N_u$  (formulation)/ $N_u$  (essai), obtenues pour ces colonnes avec la méthode de niveau 2, par rapport à celles correspondant aux colonnes longues.

Colonne 21 BC :

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ L &= 210 \text{ cm} & \Rightarrow & \lambda = 36,37 \\ A_s &= 6,78 \text{ cm}^2 (6 \phi 12) \\ c &= 25 \text{ mm} \\ f_{ck} &= 1,82 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{yk} &= 49,3 \text{ kN/cm}^2 \\ e &= 0 \text{ cm} \\ E_{d,fi} &= 611 \text{ kN} \\ R_d &= 1138 \text{ kN} & \Rightarrow & \eta = 0,537 \\ R_{f \text{ essai}} &= 107 \text{ minutes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } t = 1,78 \text{ (1h47)}, \text{ on obtient } N_u &= \chi^{MN}(\lambda) \cdot \gamma(t) \cdot [\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s] \\ &= 0,526 \cdot 0,85 \cdot 447,42 \\ &= 200,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{200,04}{611} = 0,33$$

### Colonne 22 BC

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 20 \text{ cm} \\ L &= 210 \text{ cm} & \Rightarrow \lambda &= 36,37 \\ A_s &= 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (6 } \phi \text{ 12)} \\ c &= 41 \text{ mm} \\ f_{ck} &= 1,63 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{yk} &= 49,3 \text{ kN/cm}^2 \\ e &= 0 \text{ cm} \\ E_{d,fi} &= 620 \text{ kN} \\ R_d &= 1028 \text{ kN} & \Rightarrow \eta &= 0,603 \\ R_{f \text{ essai}} &= 97 \text{ minutes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } t = 1,62 \text{ (1h37)}, \text{ on obtient } N_u &= \chi^{MN}(\lambda) \cdot \gamma(t) \cdot [\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s] \\ &= 0,579 \cdot 0,85 \cdot 484,39 \\ &= 238,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{238,39}{620} = 0,38$$

### Colonne 31 BC

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 30 \text{ cm} \\ L &= 210 \text{ cm} & \Rightarrow \lambda &= 24,25 \\ A_s &= 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \phi \text{ 16)} \\ c &= 25 \text{ mm} \\ f_{ck} &= 1,75 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{yk} &= 57,6 \text{ kN/cm}^2 \\ e &= 0 \text{ cm} \\ E_{d,fi} &= 1270 \text{ kN} \\ R_d &= 1751 \text{ kN} & \Rightarrow \eta &= 0,725 \\ R_{f \text{ essai}} &= 63 \text{ minutes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } t = 1,05 \text{ (1h03), on obtient } N_u &= \chi^{MN}(\lambda) \cdot \gamma(t) \cdot [\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s] \\ &= 0,699 \cdot 0,85 \cdot 1192,66 \\ &= 708,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{708,62}{1270} = 0,56$$

### Colonne 31 CC

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 30 \text{ cm} \\ L &= 210 \text{ cm} & \Rightarrow \lambda &= 24,25 \\ A_s &= 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \phi \text{ 16)} \\ c &= 25 \text{ mm} \\ f_{ck} &= 1,70 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{yk} &= 57,6 \text{ kN/cm}^2 \\ e &= 0 \text{ cm} \\ E_{d,fi} &= 803 \text{ kN} \\ R_d &= 1720 \text{ kN} & \Rightarrow \eta &= 0,467 \\ R_{f \text{ essai}} &= 123 \text{ minutes} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } t = 2,05 \text{ (2h03), on obtient } N_u &= \chi^{MN}(\lambda) \cdot \gamma(t) \cdot [\beta_1(t) N_{pl}^c + \beta_2(t) N_{pl}^s] \\ &= 0,699 \cdot 0,85 \cdot 700,69 \\ &= 416,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{416,31}{803} = 0,52$$

On remarque ainsi que la méthode de niveau 2 conduit à des résultats largement sécuritaires pour toutes les colonnes courtes, qu'elles soient à section circulaire ou rectangulaire. C'est donc l'élanement qui est ici le facteur déterminant, bien plus que la forme de la section.

En comparant les résultats pour colonnes courtes à l'ensemble repris à la figure 2.5, on voit qu'ils correspondent aux faibles valeurs de la distribution. En particulier, on peut noter que les 2 essais pour lesquels le rapport  $N_u(\text{formulation})/N_u(\text{essai})$  est compris dans l'intervalle situé autour de 0,4 concernent des colonnes courtes (colonnes 21 BC et 22 BC).

On constate que le terme  $\chi^{MN}(\lambda)$  (réduit au seul terme  $\chi(\lambda)$  puisque l'excentricité des efforts est nulle) est très pénalisant. En effet, ce terme tenant compte du flambement

des colonnes est nettement plus petit que 1 alors que l'élanement et donc le risque de flambement est assez faible . Ainsi, par exemple, pour une colonne d'élanement  $\lambda=20$  (ce qui correspond généralement à la limite à partir de laquelle il convient d'étudier les risques de flambement), on a déjà, avec cette formule,  $\chi(\lambda)=0,8$  et donc une perte de résistance de 20%.

Une trop grande sécurité vis-à-vis du flambement des colonnes courtes entraîne dès lors, de manière systématique, des résultats trop largement sécuritaires pour ces colonnes.

### 2.4.3. Modification de la formulation utilisée dans la méthode de niveau 2.

Des colonnes dont l'élanement est inférieur à 20 sont généralement admises comme ne présentant pas de risque de flambement. On peut dès lors considérer que la limite  $\lambda = 20$  doit être conservée mais qu'il ne doit y avoir aucune réduction de résistance pour ces colonnes très courtes.

D'autre part, cette méthode de dimensionnement donnant dans l'ensemble de très bons résultats pour les colonnes très élancées, on gardera la même formule pour les colonnes dont l'élanement est supérieur à 70.

La procédure a donc consisté à trouver une nouvelle formulation représentative pour les élanements compris dans l'intervalle  $20 < \lambda < 70$ .

Ces développements ont permis d'aboutir à la formule suivante pour le coefficient de flambement pour une charge centrée  $\chi(\lambda)$ , soit :

$$\begin{aligned} \chi(\lambda) &= 1 & \lambda \leq 20 \\ \chi(\lambda) &= \left[ 1 + \frac{70 - \lambda}{200} \right] \cdot 0,80 \cdot \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left( \frac{\lambda}{70} \right) \left( \frac{225 - \lambda}{200} \right)^5} & 20 < \lambda < 70 \\ \chi(\lambda) &= 0,80 \cdot \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left( \frac{\lambda}{70} \right) \left( \frac{225 - \lambda}{200} \right)^5} & 70 < \lambda \end{aligned} \quad (2.16)$$

Il convient de préciser que le coefficient de flambement général  $\chi^{MN}(\lambda)$  est toujours défini de la même manière en tenant compte de l'excentricité éventuelle des charges appliquées. La formule (2.12) reste donc toujours valable.

## 2.4.4. Application de la nouvelle formule aux colonnes courtes.

### 2.4.4.1. Colonnes à section rectangulaire.

Colonne 21 BC :

$$\begin{aligned}\lambda &= 36,37 \\ c &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Rightarrow \chi(\lambda) &= \left[1 + \frac{70 - \lambda}{200}\right] \cdot 0,80 \cdot \left(\frac{20}{\lambda}\right)^{0,7} \left(\frac{\lambda}{70}\right) \left(\frac{225 - c}{200}\right)^5 \\ \Rightarrow \chi(\lambda) &= 0,75\end{aligned}$$

Pour  $t = 1,78$  (1h47),  $N_u = 0,75 \cdot 0,85 \cdot 447,42 = 285,23 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{285,23}{611} = 0,47$$

Colonne 22 BC :

$$\begin{aligned}\lambda &= 36,37 \\ c &= 35 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,79$$

Pour  $t = 1,62$  (1h37),  $N_u = 0,79 \cdot 0,85 \cdot 484,39 = 325,27 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{325,27}{620} = 0,52$$

Colonne 31 BC :

$$\begin{aligned}\lambda &= 24,25 \\ c &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,94$$

Pour  $t = 1,05$  (1h03),  $N_u = 0,94 \cdot 0,85 \cdot 1192,66 = 952,94 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{952,94}{1270} = 0,75$$

Colonne 31 CC :

$$\lambda = 24,25$$
$$c = 25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,94$$

Pour  $t = 2,05$  (2h03),  $N_u = 0,94 \cdot 0,85 \cdot 700,69 = 559,85 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{559,85}{803} = 0,7$$

2.4.4.2. Colonnes rondes.

C1 :

$$\lambda = 28$$
$$c = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = \left[ 1 + \frac{70 - \lambda}{200} \right] \cdot 0,80 \cdot \left( \frac{20}{\lambda} \right)^{0,7 \left( \frac{\lambda}{70} \right) \left( \frac{225 - c}{200} \right)^5}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,89$$

Pour  $t = 2,6$  (2h36),  $N_u = 0,89 \cdot 0,85 \cdot 1292,43 = 977,72 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{977,72}{1236,06} = 0,79$$

C2 :

$$\lambda = 28$$
$$c = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,89$$

Pour  $t = 2,18$  (2h11),  $N_u = 0,89 \cdot 0,85 \cdot 1498 = 1133,24 \text{ kN}$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{1133,24}{1736,37} = 0,65$$

C3 :

$$\lambda = 28$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,89$$

$$\text{Pour } t = 2,6 \text{ (2h36)}, N_u = 0,89 \cdot 0,85 \cdot 1083,30 = 819,52 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{819,52}{1422,45} = 0,58$$

C4 :

$$\lambda = 28$$

$$c = 30 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \chi(\lambda) = 0,89$$

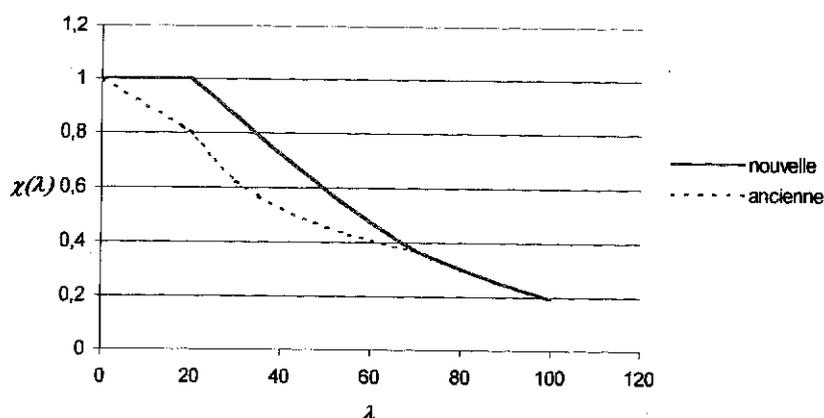
$$\text{Pour } t = 2,6 \text{ (2h36)}, N_u = 0,89 \cdot 0,85 \cdot 1222,77 = 925,03 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})} = \frac{925,03}{1863,9} = 0,5$$

#### 2.4.4.3. Comparaison entre les résultats donnés par les formules.

Type de colonne		$\frac{N_u(\text{formulation})}{N_u(\text{essai})}$		Valeurs moyennes (nouvelle formule)
		Ancienne formule	Nouvelle formule	
Colonnes rectangulaires	22 BC	0.33	0,47	0.61
	21 BC	0.38	0.52	
	31 BC	0.56	0.75	
	31 CC	0.52	0.7	
Colonnes rondes	C1	0.58	0.79	0.63
	C2	0.48	0.65	
	C3	0.42	0.58	
	C4	0.36	0.5	

**Tableau 2.10 : Comparaison entre les résultats obtenus par l'ancienne et la nouvelle formule de dimensionnement**



**Fig. 2.9 : Diagramme donnant  $\chi(\lambda)$  suivant l'ancienne et la nouvelle formule**

En examinant la figure 2.9, on remarque que l'ancienne formule exagérait le risque de flambement pour les colonnes courtes.

Comme on peut le voir d'après le tableau 2.10, la nouvelle formule permet d'obtenir des valeurs du rapport  $N_u$  (formulation)/ $N_u$  (essai) plus acceptables, tout en garantissant une sécurité largement suffisante, aussi bien pour les colonnes circulaires que pour les colonnes rectangulaires.

## **2.5. Conclusions.**

Les principales conclusions que l'on peut tirer de la deuxième partie de cette recherche sont les suivantes.

1. Elle a permis d'améliorer la formulation établie antérieurement pour la méthode simplifiée de niveau 1. Cette méthode donnait globalement une bonne concordance entre résultats théoriques et expérimentaux, mais cette concordance n'était pas uniforme : elle variait en fonction de la durée de résistance au feu de l'élément soumis à l'incendie.

Grâce à la nouvelle formulation établie, on conserve une bonne corrélation entre résultats théoriques et expérimentaux, et de plus, celle-ci est assez uniforme pour toute l'étendue des valeurs de la résistance au feu.

2. Elle a conduit à la mise au point d'une formulation plus élaborée, qui peut être considérée comme une méthode simplifiée de niveau 2 au sens de l'Eurocode. Le développement de cette formule s'est fait en 3 étapes :

- détermination de l'évolution de la charge d'écrasement plastique en fonction de l'accroissement de température, et donc du temps ;

- proposition d'un coefficient de flambement pour le cas d'un chargement centré ;
- mise au point d'un terme d'amplification non linéaire pour tenir compte de l'excentricité des charges.

La comparaison entre les résultats déduits de cette méthode et les résultats expérimentaux obtenus antérieurement permet de conclure qu'elle conduit à un dimensionnement efficace et sécuritaire des colonnes en béton armé.

3. A la suite de cela, ces deux méthodes ont été introduites dans le DAN belge de l'Eurocode 2-1.2.

De plus, un nouveau tableau de dimensionnement des colonnes en béton a été établi afin de remplacer celui de l'Eurocode 2.1.2, qui conduisait à des résultats largement insécuritaires. Il a été mis au point sur base de la formule de la méthode de niveau 1.

Ce nouveau tableau a aussi été introduit dans le DAN. Il fournit des valeurs sécuritaires et en bon accord avec les résultats expérimentaux.

4. Quatre essais complémentaires ont été effectués à l'Université de Liège sur des colonnes à section circulaire.

- On n'a pas constaté de différence de comportement notable par rapport aux colonnes à section rectangulaire.

En particulier, des éclatements de surface ont été observés, malgré le fait que ce type de colonne ne contenait pas d'angles.

- On a vérifié que la méthode de niveau 1 donne des résultats en bonne corrélation avec ceux obtenus lors de cette série d'essais. Il n'y avait donc pas lieu de modifier la formule.

- On a aussi remarqué que la méthode de niveau 2 conduisait à des valeurs très largement sécuritaires par rapport aux quatre résultats d'essais. Il était donc essentiel de revoir cette formulation à la lumière de cette dernière constatation.

5. On a procédé à une nouvelle comparaison en profondeur entre résultats théoriques donnés par la méthode de niveau 2 et l'ensemble des résultats expérimentaux.

On a pu constater qu'une trop grande sécurité était obtenue avec toutes les colonnes de faible élancement, quelle que soit la forme de la section. La forme circulaire n'était donc pas en cause.

Dès lors, une nouvelle formulation a été proposée. La modification concerne essentiellement les faibles élancements. Aucune transformation n'a été apportée pour

les grands élancements. Pour les élancements moyens, la modification s'atténue de plus en plus au fur et à mesure que l'élancement s'accroît.

6. Le DAN de l'EC2-1.2 étant publié, cette dernière modification ne peut plus être introduite à ce niveau.

Il faut donc s'adresser au Project Team (PT) chargé de transformer l'ENV 1992-1.2 en EN.

Cette démarche devrait être facilitée par le fait que le National Technical Contact (NTC) belge par rapport à cette Commission est Jean-Claude DOTREPPE, qui a pris une part active dans la présente recherche.

## **BIBLIOGRAPHIE (Partie 2)**

- 2.1. CEB-FIP  
Design of concrete structures for fire resistance.  
Preliminary Draft of an Appendix to the CEB-FIP Model Code, Bulletin d'Information du C.E.B., n°145, Paris, 1982.
- 2.2. DOTREPPE, et al.  
Résistance au feu des structures. Principes généraux et Recommandations à l'usage des auteurs de projet.  
Ouvrage réalisé dans le cadre des travaux de la Commission Nationale belge de Recherche Incendie, Service des Ponts et Charpentes – Université de Liège et Laboratorium voor Aanwending der Brandstoffen en Warmte-Overdracht-RUG, 1983.
- 2.3. CEB-FIP  
Model Code for fire design of concrete structures. First draft.  
Bulletin d'Information du C.E.B. n° 174, Lausanne, 1987.
- 2.4. CEB-FIP  
Fire design of concrete structures in accordance with CEB-FIP Model Code 90- Final Draft.  
Bulletin d'Information du C.E.B. n°208, Lausanne, 1991.
- 2.5. ENV 1992-1-2.  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 2 : Structural fire design, CEN, Bruxelles, 1995.
- 2.6. DOTREPPE, J-C., FRANSSEN, J-M., and VANDERZEYPEN, Y.  
A straightforward calculation method for the fire resistance of reinforced concrete columns.  
First European Symposium on Fire Safety Science – IAFSS, Poster Session, Institute for Structural Engineering ETH, Zurich, August 1995.
- 2.7. DOTREPPE, J-C. et al.  
Experimental research on the determination of the main parameters affecting the behaviour of reinforced concrete columns under fire conditions.  
Magazine of Concrete Research, 49, N°179, Thomas Telford Services Ltd, London, 1997, pp. 117-127.
- 2.8. DOTREPPE, J-C, FRANSSEN, J-M. and VANDERZEYPEN, Y.  
Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions.  
ACI Structural Journal, Vol.96, n°1, 1999, pp. 9-18.
- 2.9. ENV 1992-1-2 ; NAD  
Eurocode 2 : Design of concrete structures ; Part 2 : Structural fire design ; NAD – Belgian Application Document, IBN, Bruxelles, 1999.

## **ANNEXES (Partie 2)**

---

## ANNEXE 2.1

### CARACTÉRISTIQUES DES COLONNES RECTANGULAIRES

Lab.	N	As	As	a	b	h	b'	L	f <sub>cm</sub>	f <sub>ym</sub>	e <sub>sup</sub>	e <sub>inf</sub>	E <sub>cl</sub>	R <sub>d</sub>	η	Rd.f(0)	μ <sub>k</sub>	Rf
		cm <sup>2</sup>	%	mm			cm		kN/cm <sup>2</sup>		cm	cm	kN	kN		kN		min.
TUBr	42	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	48,0	10,0	10,0	140	206	0,680	252	0,556	31
TUBr	44	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	48,0	5,0	5,0	172	292	0,589	371	0,464	35
TUBr	15	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	476	3,07	46,2	2,0	2,0	240	463	0,518	630	0,381	36
TUBr	37	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	470	3,49	50,5	0,5	0,5	1548	1964	0,788	2988	0,518	38
TUBr	25	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	576	3,24	44,3	1,0	1,0	208	416	0,500	590	0,353	40
TUBr	43	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	47,7	1,0	1,0	245	479	0,511	712	0,344	40
TUBr	10	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	476	2,41	48,7	0,0	0,0	340	575	0,591	799	0,426	48
TUBr	30	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,82	40,4	0,5	0,5	1224	1956	0,626	3105	0,394	48
TUBr	14	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	476	3,07	46,2	1,0	1,0	280	540	0,519	766	0,366	49
TUBr	18	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	476	3,07	46,2	6,0	6,0	170	307	0,554	390	0,436	49
TUBr	40	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	470	3,15	50,3	15,0	15,0	280	715	0,392	923	0,303	49
TUBr	45	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	48,2	1,0	1,0	175	479	0,365	712	0,246	49
TUBr	41	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	470	3,15	52,6	15,0	15,0	465	727	0,640	941	0,494	50
TUBr	46	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	48,5	5,0	5,0	122	292	0,418	371	0,329	52
TUBr	19	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	476	3,07	46,2	10,0	10,0	130	227	0,573	282	0,461	53
TUBr	38	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	470	3,15	50,3	1,0	1,0	970	1753	0,553	2654	0,365	55
TUBr	31	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	376	4,23	45,2	0,5	0,5	1695	2347	0,722	3723	0,455	57
TUBr	39	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	470	3,15	52,6	1,0	1,0	1308	1775	0,737	2662	0,491	57
TUBr	7	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	576	2,41	48,7	0,0	0,0	800	1475	0,542	2126	0,376	58
TUBr	8	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	376	2,41	48,7	0,0	0,0	420	743	0,565	1027	0,409	58
RUG	21A	6,78	1,1%	31,00	30	20	24	390	3,11	49,3	2,0	2,0	300	637	0,471	966	0,304	60
RUG	22A	6,78	1,1%	41,00	30	20	24	390	3,25	49,3	2,0	2,0	283	608	0,465	972	0,291	60
RUG	31B	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	390	3,39	57,6	0,0	0,0	950	1773	0,536	2858	0,332	61
TUBr	6	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	576	2,41	48,7	3,0	3,0	600	1119	0,536	1564	0,384	61
Ug	31BC	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	210	2,93	57,6	0,0	0,0	1270	1751	0,725	2840	0,447	63
TUBr	4	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	2,41	48,7	3,0	3,0	650	1244	0,523	1809	0,359	63
TUBr	17	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,07	46,2	15,0	15,0	362	679	0,533	878	0,412	65
TUBr	9	12,57	3,1%	38,00	20	20	20	376	2,41	48,7	0,0	0,0	420	743	0,565	1027	0,409	66
TUBr	12	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,07	46,2	3,0	3,0	650	1406	0,462	2115	0,307	69
TUBr	47	9,24	2,3%	30,00	20	20	20	571	4,15	47,8	1,0	1,0	128	479	0,267	712	0,180	72
TUBr	16	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,07	46,2	9,0	9,0	460	902	0,510	1288	0,357	75
RUG	K7	10,18	2,5%	34,00	20	20	20	189	5,13	22,0	0,0	0,0	468	1208	0,387	2030	0,231	79
RUG	K8	3,14	0,8%	30,00	20	20	20	189	4,67	22,0	0,0	0,0	385	997	0,386	1729	0,223	80
TUBr	11	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,07	46,2	3,0	3,0	650	1406	0,462	2115	0,307	80
TUBr	2	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	376	2,41	48,7	0,0	0,0	930	1754	0,530	2616	0,356	84
TUBr	13	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,07	46,2	1,5	1,5	740	1596	0,464	2434	0,304	85
TUBr	1	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	376	2,41	48,7	3,0	3,0	710	1341	0,529	2003	0,354	86
TUBr	27	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	333,2	4,32	54,4	15,0	15,0	355	969	0,366	1282	0,277	89
RUG	K1a	15,28	2,5%	34,00	30	20	24	160	3,96	22,0	0,0	0,0	558	1503	0,371	2491	0,224	91
RUG	41A	16,08	1,0%	33,00	40	40	40	390	2,96	57,6	2,0	2,0	1650	2590	0,637	4240	0,389	93
TUBr	28	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,15	49,9	-1,5	1,5	735	1807	0,407	2725	0,270	93
Ug	22BC	6,78	1,1%	41,00	30	20	24	210	2,73	49,3	0,0	0,0	620	1028	0,603	1649	0,376	97
RUG	K1b	4,71	0,8%	30,00	30	20	24	160	4,51	22,0	0,0	0,0	457	1321	0,346	2280	0,200	101
Ug	21BC	6,78	1,1%	31,00	30	20	24	210	3,06	49,3	0,0	0,0	611	1138	0,537	1837	0,333	107
TUBr	5	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	2,41	48,7	0,0	0,0	880	1630	0,540	2400	0,367	108
TUBr	20	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	266	3,32	45,8	3,0	3,0	845	1743	0,485	2732	0,309	111
RUG	31F	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	390	2,93	57,6	0,0	0,0	422	1584	0,266	2525	0,167	116
RUG	31C	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	390	3,54	57,6	0,0	0,0	622	1834	0,339	2967	0,210	120
RUG	21B	6,78	1,1%	31,00	30	20	24	390	2,96	49,3	2,0	2,0	178	615	0,289	947	0,188	120
RUG	22B	6,78	1,1%	41,00	30	20	24	390	3,24	49,3	2,0	2,0	334	606	0,551	970	0,344	120
RUG	32A	8,04	0,9%	48,00	30	30	30	390	3,66	57,6	2,0	2,0	349	1528	0,228	2466	0,142	123

Lab.	N	As cm <sup>2</sup>	As %	a mm	b	h	b' cm	L	f <sub>cm</sub> kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>ym</sub>	e <sub>sup</sub> cm	e <sub>inf</sub>	E <sub>d,fi</sub> kN	R <sub>d</sub> kN	η	R <sub>d,fi(0)</sub> kN	μ <sub>fi</sub>	R <sub>f</sub> min.
RUG	32A	8,04	0,9%	48,00	30	30	30	390	3,66	57,6	2,0	2,0	349	1528	0,228	2466	0,142	123
Ulg	31CC	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	210	2,86	57,6	0,0	0,0	803	1720	0,467	2782	0,289	123
RUG	K2b	4,71	0,8%	40,00	30	20	24	160	4,53	22,0	0,0	0,0	457	1499	0,305	2595	0,176	124
RUG	31D	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	390	3,65	57,6	2,0	2,0	220	1568	0,140	2525	0,087	125
TUBr	21	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	266	3,32	41,8	5,0	5,0	780	1458	0,535	2275	0,343	125
RUG	34A	16,08	1,8%	33,00	30	30	30	390	3,59	57,6	2,0	2,0	370	1704	0,217	2682	0,138	126
RUG	31E	8,04	0,9%	33,00	30	30	30	390	3,34	57,6	-2,0	2,0	664	1687	0,394	1584	0,419	128
RUG	K2a	15,28	2,5%	44,00	30	20	24	160	4,86	22,0	0,0	0,0	558	1785	0,313	2987	0,187	131
TUBr	29	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	476	3,82	44,9	-3,0	3,0	645	1886	0,342	2946	0,219	135
TUBr	3	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	376	2,41	48,7	0,0	0,0	930	1754	0,530	2616	0,356	138
NRC	18	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,48	44,4	0,0	0,0	1778	2583	0,688	4073	0,437	146
TUBr	26	18,85	2,1%	38,00	30	30	30	333,2	3,07	43,3	1,5	1,5	735	1737	0,423	2711	0,271	160
NRC	12	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,69	44,4	0,0	0,0	1333	2691	0,495	4264	0,313	170
NRC	16	12,56	3,0%	58,00	20,3	20,3	20,3	190,5	4,23	44,2	0,0	0,0	169	1295	0,131	2017	0,084	180
NRC	III3	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	381	3,99	44,4	2,5	2,5	1000	1892	0,529	2987	0,335	181
NRC	III14	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	267	3,79	44,4	2,5	0,0	1178	2292	0,514	3650	0,323	183
NRC	19	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,83	44,4	0,0	0,0	1333	2763	0,482	4392	0,304	187
NRC	II2	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	4,36	44,4	0,0	0,0	1044	3037	0,344	4874	0,214	201
NRC	17	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,61	44,4	0,0	0,0	1067	2650	0,403	4191	0,255	208
NRC	II3	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,54	44,4	0,0	0,0	916	2614	0,350	4128	0,222	210
NRC	II12	65,5	4,0%	80,15	40,6	40,6	40,6	190,5	4,62	41,4	0,0	0,0	2978	6504	0,458	10026	0,297	213
NRC	13	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,42	44,4	0,0	0,0	800	2552	0,313	4019	0,199	218
NRC	14	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,51	44,4	0,0	0,0	711	2598	0,274	4100	0,173	220
NRC	III2	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	267	3,92	44,4	0,0	0,0	1000	2604	0,384	4138	0,242	220
NRC	II9	40,9	4,4%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	3,71	44,4	0,0	0,0	1333	3447	0,387	5144	0,259	225
NRC	II4	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	5,29	44,4	0,0	0,0	1178	3516	0,335	5720	0,206	227
NRC	II5	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	4,95	44,4	0,0	0,0	1067	3341	0,319	5411	0,197	234
NRC	III1	20,4	2,2%	60,75	30,5	30,5	30,5	267	3,96	44,4	0,0	0,0	800	2623	0,305	4172	0,192	242
NRC	II8	40,9	4,4%	60,75	30,5	30,5	30,5	190,5	4,26	44,4	0,0	0,0	978	3724	0,263	5603	0,175	252
NRC	II10	40,9	2,5%	60,75	40,6	40,6	40,6	190,5	3,88	44,4	0,0	0,0	2418	5112	0,473	8051	0,300	262
NRC	III1	65,5	4,0%	64,15	40,6	40,6	40,6	190,5	3,84	41,4	0,0	0,0	2795	5804	0,482	8792	0,318	285
NRC	III5	31	2,2%	59,10	30,5	45,7	36,6	190,5	4,25	41,4	0,0	0,0	1413	4397	0,321	7074	0,200	356
RUG	K3a	6,16	2,7%	32	15	15	15	189	5,47	22,0	0,0	0,0	271	670	0,404	1125	0,241	22
RUG	K3b	2,01	0,9%	29	15	15	15	189	5,21	22,0	0,0	0,0	224	579	0,387	1003	0,223	27
RUG	K4a	6,16	2,7%	32	15	15	15	189	5,35	22,0	0,0	0,0	271	657	0,412	1103	0,246	26
RUG	K4b	2,01	0,9%	29	15	15	15	189	5,33	22,0	0,0	0,0	224	592	0,378	1025	0,219	37
RUG	K5	6,16	2,7%	32	15	15	15	189	5,13	22,0	0,0	0,0	271	634	0,427	1062	0,255	43

TUBr : essais réalisés à la « Technical University of Braunschweig » en Allemagne

RUG : essais réalisés à l'Université de Gand

Ulg : essais réalisés à l'Université de Liège

NRC : essais réalisés à la « Fire Research Station in Ottawa » au Canada.

## ANNEXE 2.2

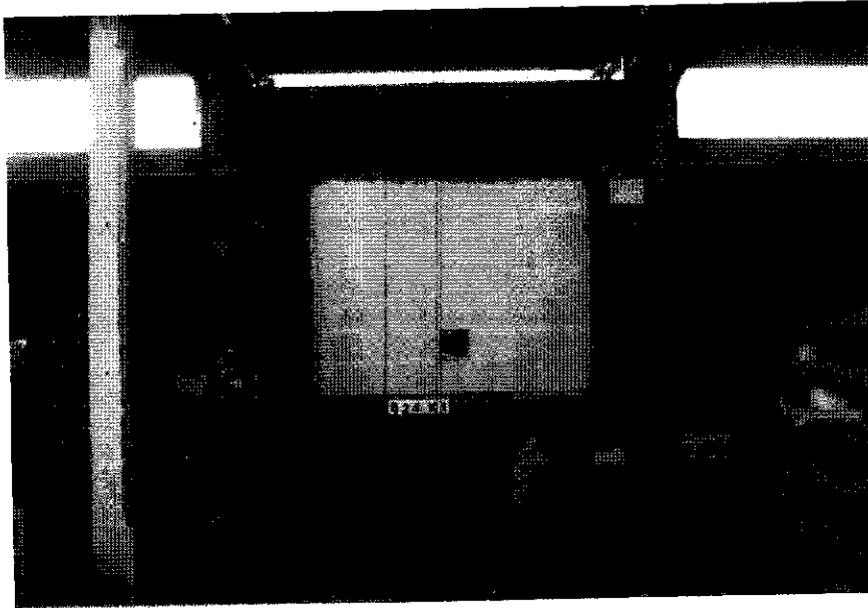
### COLONNES A SECTION CIRCULAIRE (OBSERVATIONS)

Colonne	Taux de chargement	Armatures longitudinales	Observations
C1	$\approx 0.5 N_{ud}$	6 Ø 12	25' : décollement de la couche externe de béton en de nombreux endroits
C2	$\approx 0.7 N_{ud}$	6 Ø 12	20' : fissurations en surface 29' : décollement de la couche externe de béton sur pratiquement tout le pourtour de la colonne
C3	$\approx 0.5 N_{ud}$	6 Ø 20	34' : fissurations au bas de la colonne décollement de la couche externe de béton au même endroit 60' : accroissement de la fissuration et des décollements de béton
C4	$\approx 0.7 N_{ud}$	6 Ø 20	30' : fissurations au bas de la colonne décollement de la couche externe de béton au même endroit. 38' : accroissement de la fissuration et des décollements de béton

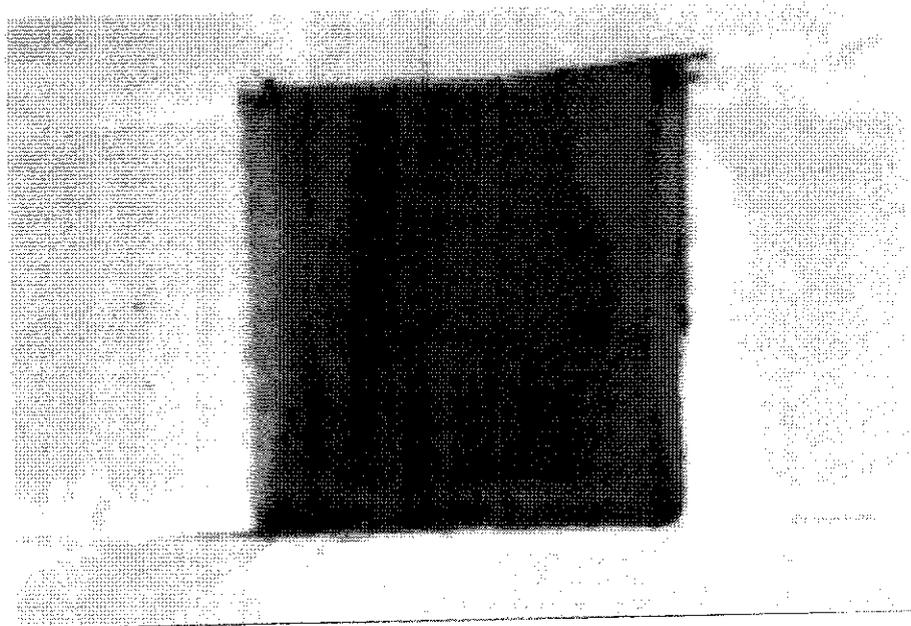
ANNEXE 2.3

PHOTOS PRISES AU COURS DES ESSAIS

## Dispositif d'essai

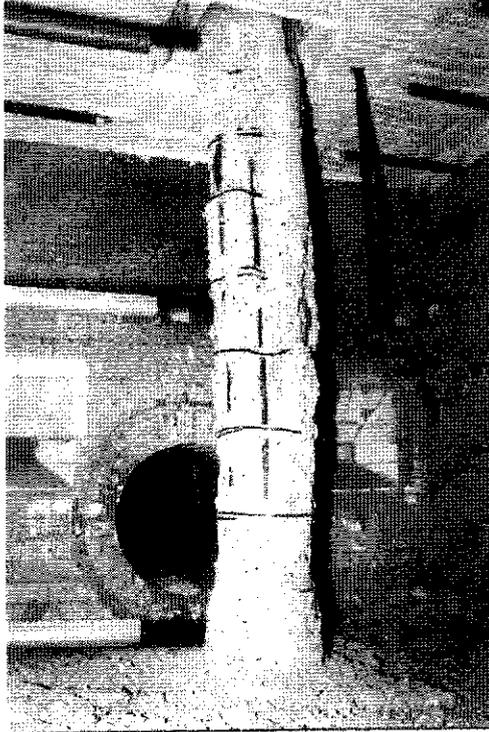


**0.1. : Vue du dispositif d'essai et du système permettant d'observer les éléments pendant les essais.**



**0.2. : Endommagement d'une colonne au cours d'un essai**

## **Essai 1 (colonne C1)**



**1.1. Vue générale de la colonne après l'essai**

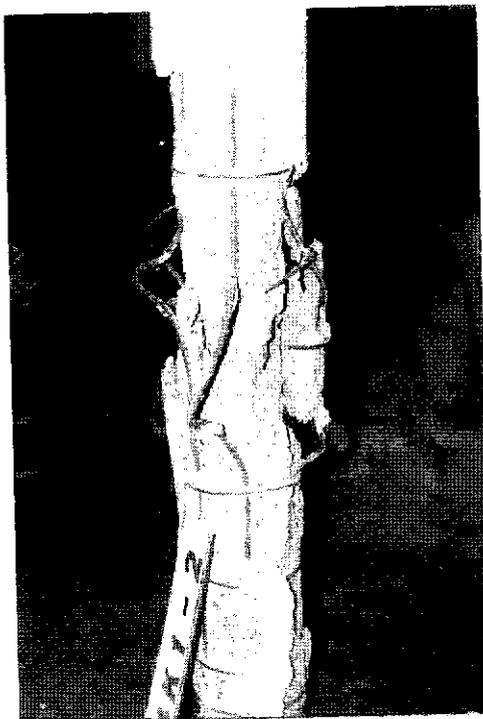


**1.2. Détail d'une zone endommagée**

## Essai 2 (colonne C2)



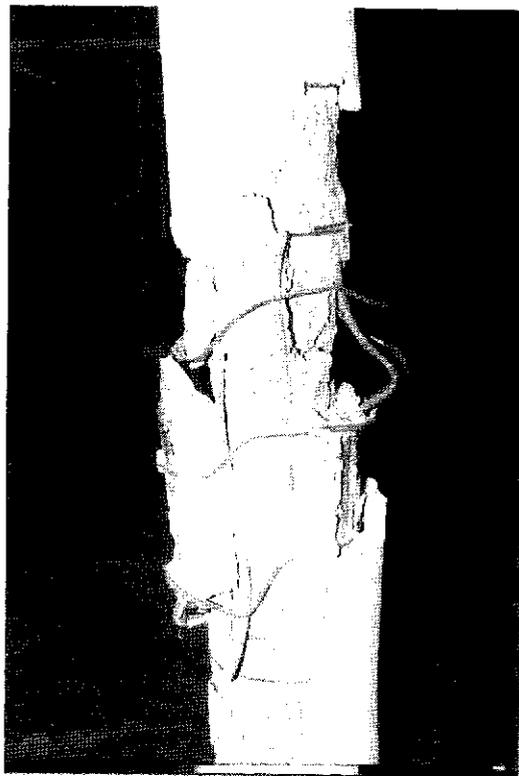
2.1. Vue générale de la colonne après l'essai



2.2. Vue générale de la zone endommagée

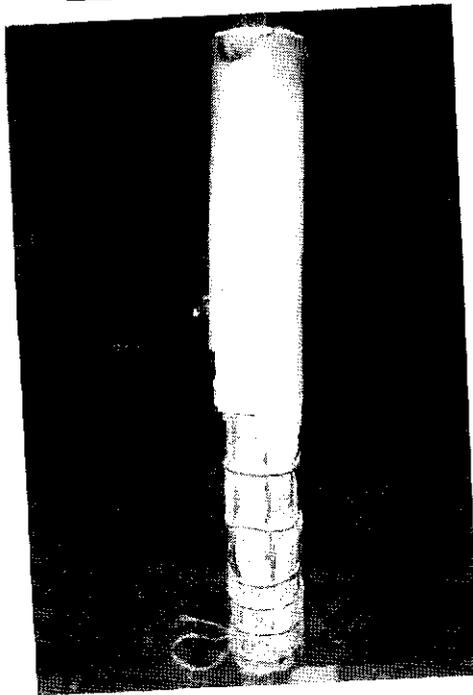


**2.3. Détail de la zone endommagée**



**2.4. Détail de la zone endommagée**

### Essai 3 (colonne C3)



3.1. Vue générale de la colonne après l'essai

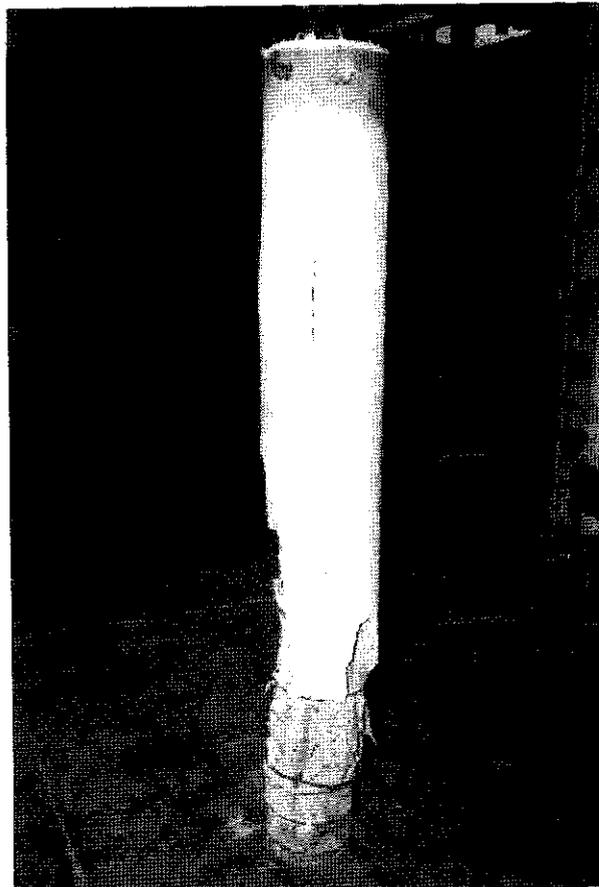


3.2. Détail de la zone endommagée

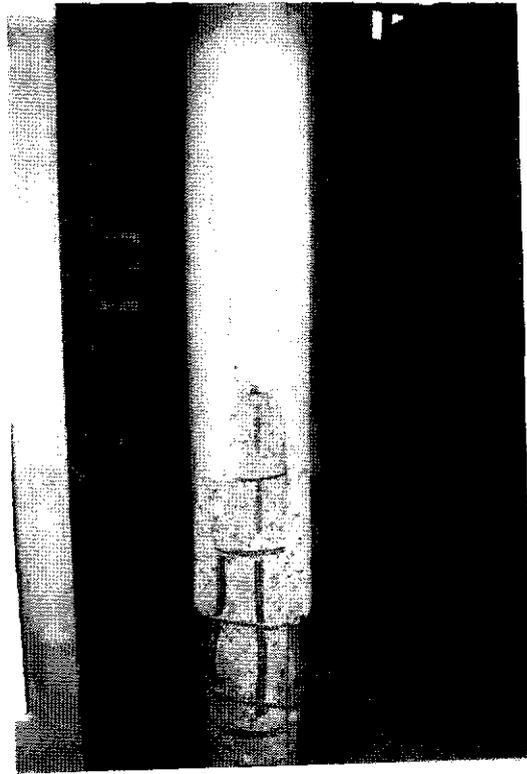
## Essai 4 (colonne C4)



**4.1. Vue du pied de la colonne à la fin de l'essai.**



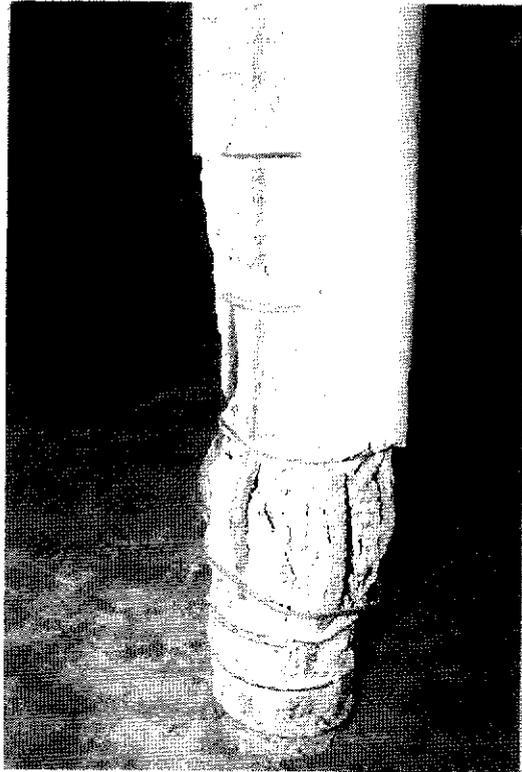
**4.2 Vue générale de la colonne après l'essai**



**4.3. Vue générale de la zone endommagée**



**4.4. Vue de la zone sans éclatements, mais fortement fissurée**



**4.5. Vue générale de la zone endommagée au pied de la colonne.**



**4.6. Détail de la zone endommagée au pied de la colonne**

# **PROGRAMME SSTC D'APPUI SCIENTIFIQUE A LA NORMALISATION NATIONALE ET EUROPEENNE EN SECURITE INCENDIE**

partim : RESISTANCE AU FEU DES ELEMENTS DE STRUCTURE

---

## **3. PORTIQUES METALLIQUES**

La question qui se pose est évidemment de savoir, considérant les approximations qui ont été introduites, quel est le degré de précision des modèles simplifiés. Donnent-ils encore un résultat suffisamment proche de la réalité ? Quel est l'ordre de grandeur du degré d'imprécision qu'ils introduisent sur le résultat final ? Et, surtout, fournissent-ils des résultats qui se situent du côté de la sécurité ?

Suite à de nombreuses comparaisons et vérifications effectuées par le passé entre les résultats du modèle simplifié et, entre autres, des résultats d'essais en laboratoire, on sait que ce type de modèle donne normalement de bons résultats lorsqu'il est appliqué à des éléments simples comme des poutres ou des colonnes isolées. En fait, les résultats des essais de laboratoire sur éléments simples sont ceux qui ont formé la base de développement de ces modèles et de leur calibration. Il n'est donc pas étonnant que, a posteriori, les modèles simples donnent de bons résultats pour ce domaine d'application. On a bien entendu utilisé aussi ces résultats expérimentaux pour vérifier la validité des outils numériques mettant en œuvre les modèles généraux.

A l'inverse, il est généralement admis que les structures les plus complexes comme, par exemple, les cadres multi-étagés des immeubles de grande hauteur, requièrent l'utilisation du modèle général car le degré de bridage, les possibilités de redistribution d'efforts, mais aussi les risques d'instabilité d'ensemble suite aux effets des grands déplacements, sont tels que les modèles simples, ne pouvant les appréhender, ne peuvent forcément pas prétendre donner une image proche de la réalité.

Beaucoup d'ossatures, cependant, ressortissent au domaine intermédiaire, et l'on peut raisonnablement se demander s'il est nécessaire dans ce cas de recourir aux méthodes générales de calcul, ce qui obligerait les bureaux d'études à utiliser fréquemment ce type de méthode.

Le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège se préoccupe depuis longtemps de cette question. Des travaux relatifs aux colonnes des ossatures [3.2] et aux ossatures elles-mêmes [3.7] ont été effectués, et des règles ont été proposées en fonction plus particulièrement de la raideur du portique.

Cette étude vient en complément des études menées précédemment. Elle a un caractère plus pragmatique, dans la mesure où l'on s'est ici intéressé plus particulièrement au cas de structures réelles. On en tirera des conclusions quant à l'applicabilité des méthodes simples présentées dans l'Eurocode 3 – Partie 1.2 [3.6], et dans le Document d'Application Nationale belge correspondant [3.8].

### **3.2. Cadre de la présente étude**

Dans la présente étude, on s'intéresse aux cas suivants :

- Les structures sont des portiques simples à un niveau et à une travée.
- Ils sont chargés et périssent dans leur plan.

- Les portiques sont de type rectangulaire, avec ou sans pente de toiture, ou à entrain légèrement retroussé, voir figure 3.1 (dans tous les cas, les pentes de toiture sont de l'ordre de quelques pour-cent).
- On considère la présence éventuelle d'un pont roulant.
- Les cas de charge avec et sans vent sont pris en compte.
- Les portiques ne sont pas contreventés dans leur plan.
- La rotation au niveau des appuis est le plus souvent libre.
- Les nœuds poutres – colonnes sont rigides.
- Les portiques sont soumis à la courbe d'incendie normalisée ISO 834.

Les actions sont déterminées sur base de l'Eurocode 1 – Partie 1-1 [3.3], tandis que la combinaison accidentelle à considérer en cas d'incendie est déterminée sur base de l'Eurocode 1 - Partie 2-2 [3.5].

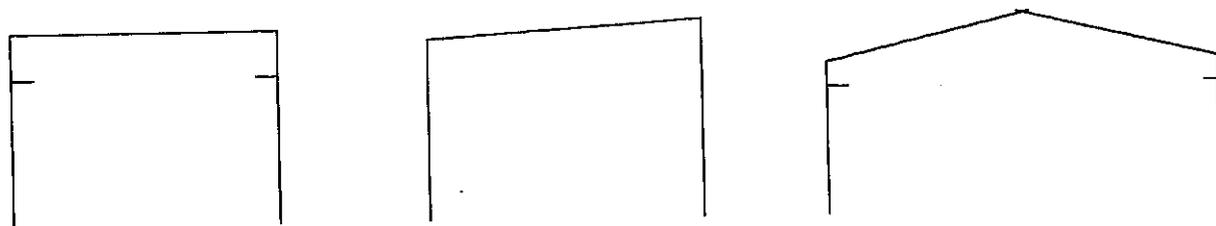


Figure 3.1 : typologie des portiques étudiés

Tous les portiques étudiés sont constitués de profilés non protégés thermiquement. Cela ne constitue pas une limitation de l'étude entreprise, car les protections n'influencent pratiquement jamais la capacité portante des éléments. Elles peuvent cependant modifier les gradients thermiques qui existent au sein des sections et induisent des effets du 2<sup>d</sup> ordre. Cependant, comme l'échauffement est dans ce cas plus lent, on peut considérer que les conclusions obtenues avec des profilés non protégés seront peu modifiées dans le cas où l'on aura affaire à des profilés protégés.

### 3.3. Méthodologie de l'étude.

#### 3.3.1. Type de comparaisons

Les comparaisons ont été menées à deux niveaux:

1. en ce qui concerne le champ de température ;
2. en ce qui concerne la durée de résistance au feu.

Pour chacun de ces points, on a comparé le résultat fourni, d'une part, par le modèle de calcul simple du Document d'Application Nationale belge de l'Eurocode 3 - 1.2. et, d'autre part, par le modèle général de l'Eurocode 3 - 1.2.

Le modèle simple de calcul est appliqué grâce au programme *Elefir* tandis que le modèle général est appliqué grâce au programme d'éléments finis non linéaires SAFIR. Ces deux logiciels ont été développés au sein du Service des Ponts et Charpentes.

### 3.3.2 Structures envisagées

Plutôt que de traiter des exemples académiques, nous avons décidé de baser cette étude sur les cas réels qui nous ont été soumis par des bureaux d'études qui nous demandaient de déterminer la valeur de la résistance au feu de structures à construire. Les cas qui sont repris ici concernent donc tous des bâtiments réellement construits ou, pour les plus récents, à l'état de projet. Parmi les structures qui nous ont été soumises, nous avons retenu celles qui répondaient aux critères énoncés dans le chapitre 3.2, à l'exception du problème de la ruine hors plan qui sera discuté au paragraphe 3.3.3 ci-dessous.

Chaque portique étudié est généralement constitué de deux types de section, une pour la poutre et une pour les colonnes. Quelquefois, la section est la même pour tout le portique, d'autres fois, la section est différente d'une colonne à l'autre. Il n'y a donc, le plus souvent que deux points de comparaison par structure en ce qui concerne la question des températures.

Pour chacune de ces structures, c'est-à-dire pour chacun de ces portiques, il existe plusieurs cas de charge: poids propre seul ; poids propre et vent avec, pour celui-ci, dépression ou surpression à l'intérieur ; présence éventuelle du pont roulant (sans sa charge) avec, pour celui-ci, présence du chariot du côté au vent ou sous le vent. Chacun de ces cas de charge permet une comparaison nouvelle en ce qui concerne la durée de résistance au feu. On obtient donc des points de comparaison plus nombreux en ce qui concerne la question de la durée de résistance au feu.

### 3.3.3. Problématique de la ruine hors plan

Il existe des portiques pour lesquels le mode constructif permet de poser l'hypothèse qu'il n'y aura pas de ruine hors plan. C'est par exemple le cas lorsque les colonnes sont fixées à un mur de façade en maçonnerie et lorsque les poutres sont suffisamment contreventées pour éviter leur déversement. Pour ces cas, l'étude par la méthode générale et l'étude par la méthode simple sont effectuées dans le plan du portique et sont donc directement comparables.

Il existe cependant des cas où il faut se préoccuper de la stabilité hors plan du portique ou, le plus souvent, d'une de ses parties. C'est par exemple le cas si un lanterneau est présent en toiture, ce qui définit automatiquement une longueur de la poutre qui n'est pas stabilisée contre le déversement, ou si le bâtiment est construit contre un autre bâtiment déjà existant et qu'il n'existe pas de façade entre les deux de manière à créer un seul volume intérieur, ce qui empêche forcément de stabiliser la colonne de ce côté sur une partie de sa hauteur.

Pour ces cas, la manière habituelle de procéder pour étudier les cas pratiques consiste à étudier le comportement du portique dans son plan à l'aide de la méthode de calcul générale, puis à effectuer une vérification de la stabilité hors plan à l'aide des formules de la méthode simple. Si c'est la ruine dans le plan du portique qui est déterminante, alors la durée de résistance au feu a bien été obtenue par la méthode générale et on peut comparer ce résultat avec celui que donne la méthode simple. Si, par contre, c'est la ruine hors plan qui est déterminante, la durée de résistance au feu a en fait été obtenue par la méthode simple et il n'est plus de comparaison possible.

Pour donner à cette étude une base très large, il est souhaitable de disposer du plus grand nombre possible de comparaisons. Dans ce but, chaque fois que le critère déterminant pour la résistance au feu était celui de la stabilité hors plan, on a imaginé par la pensée que le portique pourrait être stabilisé par un dispositif adéquat, sans définir celui-ci, et on a calculé le portique uniquement sur base de sa stabilité dans le plan. On respecte bien ainsi le deuxième critère défini au chapitre 3.2 mais, simplement, la valeur retenue pour cette étude comparative diffère quelque peu de celle qui avait été obtenue dans le calcul effectué pour le bureau d'études, pour lequel il avait évidemment fallu tenir compte des instabilités hors plan.

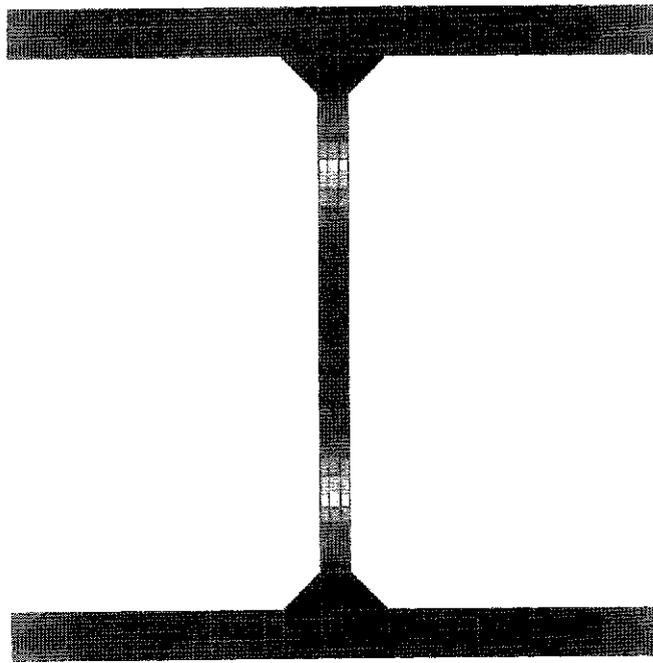
### **3.4. Résultats des comparaisons**

#### **3.4.1 Répartition des températures**

Pour chaque section envisagée, la méthode simple fournit une seule température à chaque instant. On peut ainsi caractériser l'échauffement de la section par sa température après 10 minutes, celle obtenue après 20 minutes et celle obtenue après 30 minutes.

Le modèle de calcul général, quant à lui, donne pour chaque section et à chaque instant une répartition de température non uniforme. Les figures 3.2 à 3.4, par exemple, donnent les isothermes calculées par le logiciel SAFIR dans une section HE200B soumise à l'incendie par ses quatre côtés, tandis que les figures 3.5 à 3.7 montrent les isothermes aux mêmes instants lorsque cette section n'est soumise à l'incendie que par trois de ses faces.

*N.B. : "soumise à l'incendie par trois de ses faces" fait référence à une poutre rectangulaire ou trapézoïdale fictive entourant la poutre réelle ; en fait cela signifie que la poutre est protégée à la face supérieure ; de même "soumise à l'incendie par quatre de ses faces" signifie que la poutre est complètement entourée par le feu.*



DIAMOND 2000  
 FILE: he20064.OUT  
 NODES: 406  
 ELEMENTS: 405

TIME: 600

TEMPERATURE PLOT

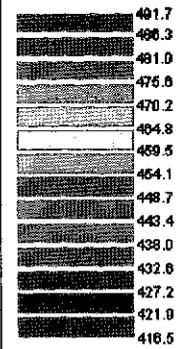
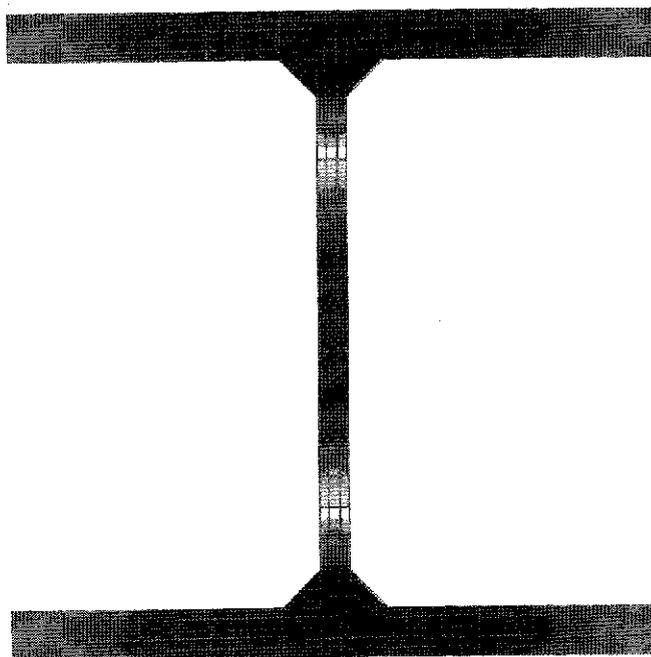


Figure 3.2 : HE200B – 4 faces – 10 minutes



DIAMOND 2000  
 FILE: he20064.OUT  
 NODES: 406  
 ELEMENTS: 405

TIME: 1200

TEMPERATURE PLOT

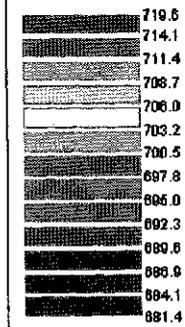
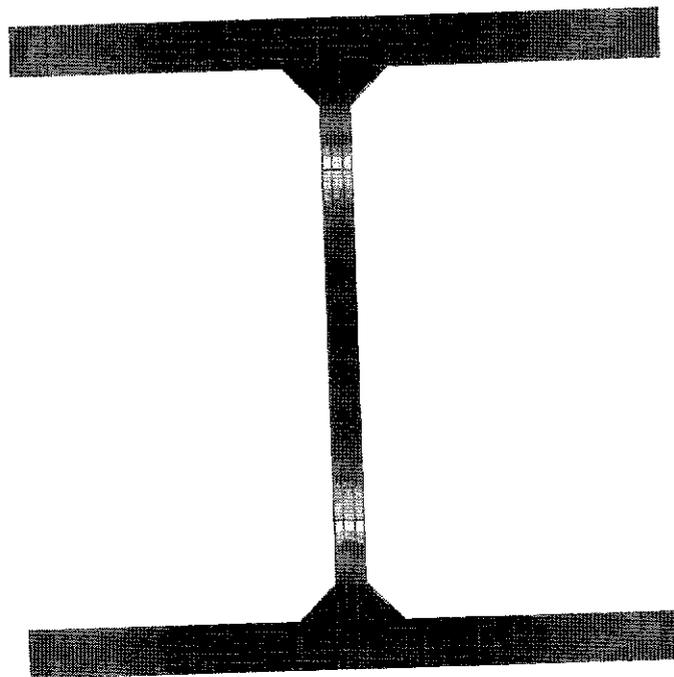


Figure 3.3 : HE200B – 4 faces – 20 minutes



DIAMOND 2000  
 FILE: he200b4.OUT  
 NODES: 406  
 ELEMENTS: 405

TIME: 1800

TEMPERATURE PLOT

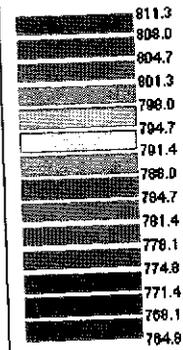
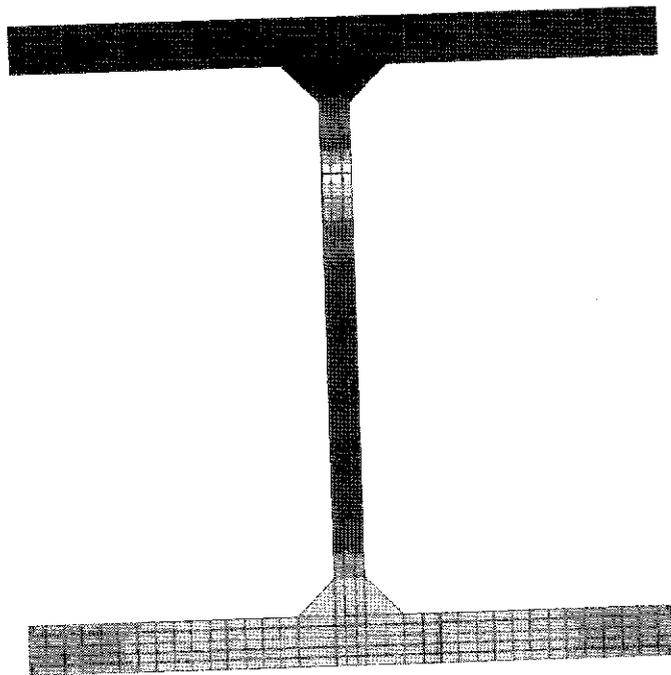


Figure 3.4 : HE200B – 4 faces – 30 minutes



DIAMOND 2000  
 FILE: he200b3.OUT  
 NODES: 516  
 ELEMENTS: 420

TIME: 600

TEMPERATURE PLOT

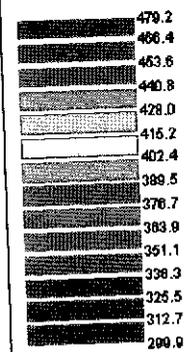
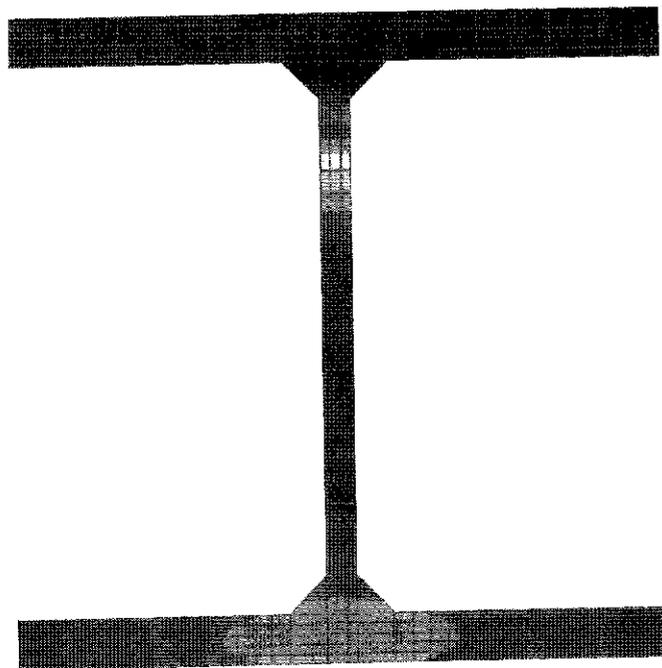


Figure 3.5 : HE200B – 3 faces – 10 minutes



DIAMOND 2000  
 FILE: he200b3.OUT  
 NODES: 516  
 ELEMENTS: 420

TIME: 1200

TEMPERATURE PLOT

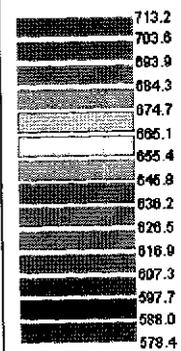
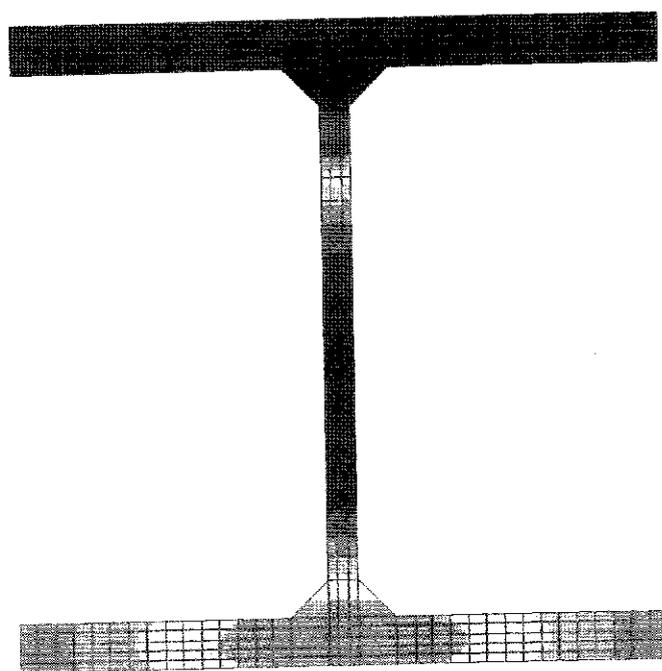


Figure 3.6 : HE200B – 3 faces – 20 minutes



DIAMOND 2000  
 FILE: he200b3.OUT  
 NODES: 516  
 ELEMENTS: 420

TIME: 1800

TEMPERATURE PLOT

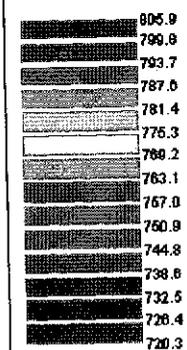


Figure 3.7 : HE200B – 3 faces – 30 minutes

Si les figures 3.2 à 3.4, ainsi que les figures 3.5 à 3.7, montrent des isothermes assez semblables, il faut bien remarquer cependant que la légende est différente d'une figure à l'autre, de sorte que la même couleur représente une température différente d'une figure à l'autre. Le tableau 3.1 donne une idée assez claire de la situation. Il reprend pour chacun des deux cas, exposition sur 4 faces ou exposition sur 3 faces, et de 10 en 10 minutes l'évolution de la température maximale  $T_{\max}$  et de la température minimale  $T_{\min}$  calculées par la méthode générale, ainsi que la température uniforme  $T_u$  calculée par la méthode simple. Les écarts par rapport à la méthode simple sont également notés.

		$T_{\max}$	$T_{\min}$	$T_u$	$T_{\max} - T_u$	$T_u - T_{\min}$
4 faces	10 min.	492	417	435	57	18
	20 min.	720	681	696	24	15
	30 min.	811	765	783	28	18
3 faces	10 min.	479	300	389	90	89
	20 min.	713	578	667	46	89
	30 min.	806	720	757	49	37

**Tableau 3.1 : températures en °C.**

On remarque que la température uniforme calculée par la méthode simple est comprise entre la température minimale et la température maximale calculées par le modèle général. On constate aussi que les écarts entre les deux méthodes sont plus élevés lorsque la section n'est soumise à l'action de l'incendie que sur 3 côtés. Enfin, les écarts ont une certaine tendance à se réduire avec le temps.

Les figures suivantes montrent, pour quelques profilés supplémentaires, la manière dont se positionnent la température minimale et la température maximale calculées par la méthode générale par rapport à la température uniforme calculée par la méthode simple, après 10 minutes (figure 3.8), 20 minutes (figure 3.9) et 30 minutes (figure 3.10) d'exposition à la courbe ISO 834. Les valeurs ayant servi à construire ces figures sont données à l'Annexe 3.1.

Ces figures confirment les observations formulées à propos du HE200B étudié en détail ci-dessus. On peut donc s'attendre à retrouver les mêmes conclusions (faibles différences entre méthode simple et modèle général) au niveau des paramètres du comportement mécanique influencés par la répartition de la température.

*Note : dans les portiques étudiés, tous les éléments sont soumis à de la flexion, y compris les colonnes. On a montré par ailleurs que, dans le cas de colonnes chargées axialement, le fait de n'être chauffée que sur trois côtés avait des conséquences non négligeables sur la durée de résistance au feu, par suite de la déformée thermique ainsi créée.*

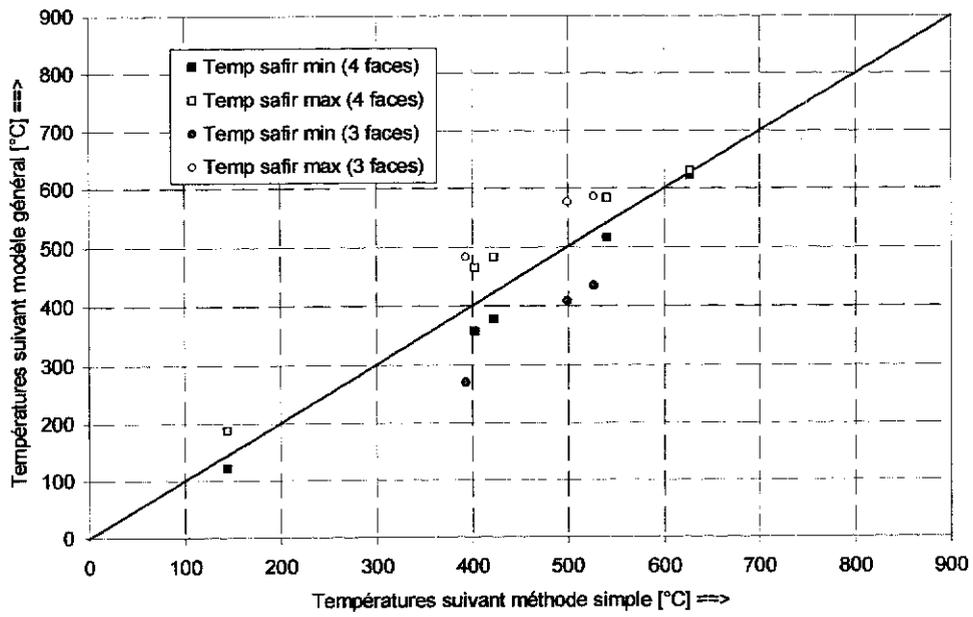


Figure 3.8 : comparaisons après 10 minutes

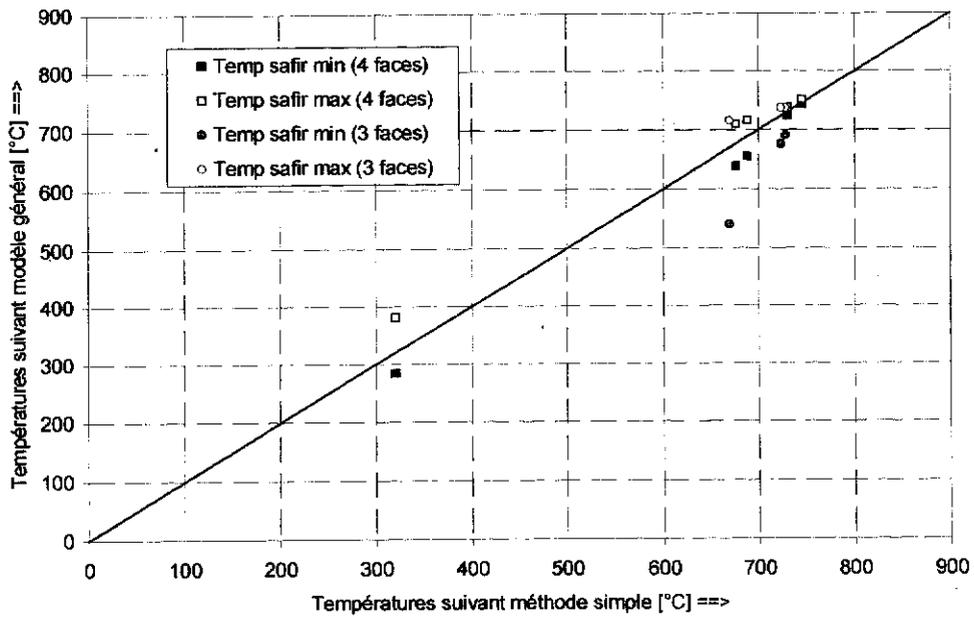


Figure 3.9 : comparaisons après 20 minutes

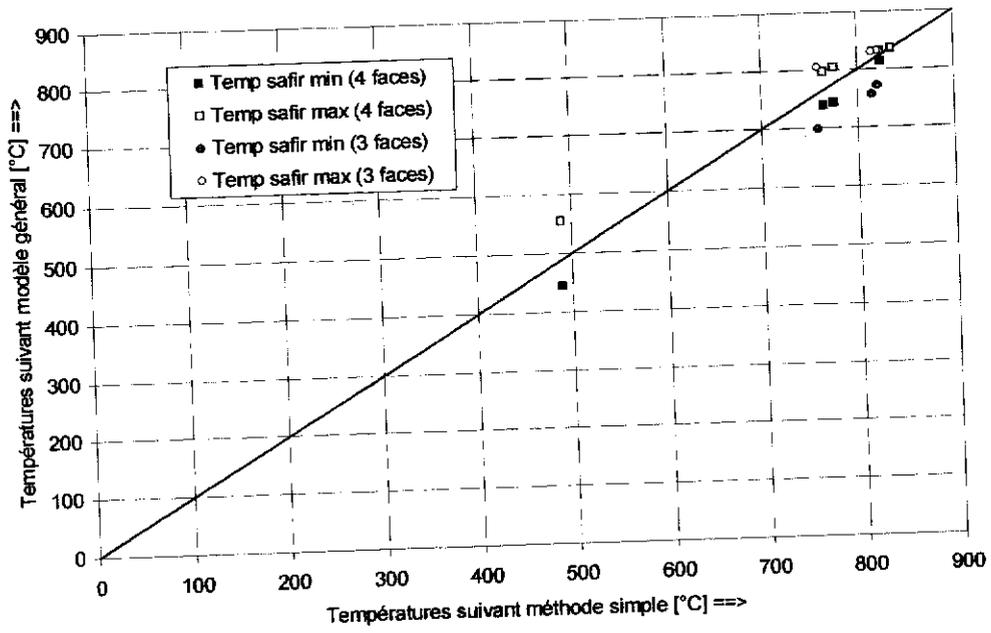


Figure 3.10 : comparaisons après 30 minutes

### 3.4.2 Durées de résistance au feu

Comme expliqué au § 3.3.2, on dispose de plus de points de comparaison pour la durée de résistance au feu que pour les températures, car chaque portique est soumis à plusieurs cas de charge.

#### 3.4.2.1 *Éléments simples*

Une première comparaison porte sur des éléments simples, donc quelque peu en dehors du champ d'application défini au départ. Cela est dû au fait que, dans plusieurs structures étudiées, certains éléments étaient en fait isostatiques par nature et qu'il a bien fallu les étudier également pour définir la résistance au feu de la structure. La figure 3.11 donne un exemple de ce type, où la structure comprend un portique du même type que ceux représentés à la figure 3.1 et un petit portique auxiliaire composé en fait de deux éléments isostatiques. Ces éléments ne modifient pas le comportement du portique principal mais ajoutent simplement un effort supplémentaire. Comme ces comparaisons étaient disponibles, on n'a pas voulu laisser perdre l'information et on l'a rassemblée sur la figure 3.12.

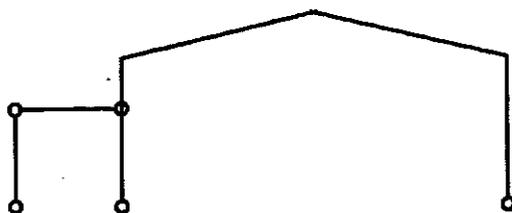


Figure 3.11 : portique avec éléments simples

Sur cette figure, il n'y a qu'un seul point représentant une colonne et 23 points représentant des poutres. En fait, la colonne est un élément chargé centralement, tandis que les poutres peuvent être comprimées et fléchies, de telle sorte que le vocable poutre recouvre ici à la fois des poutres et des colonnes.

La figure comporte donc 24 points de comparaison. On peut avoir l'impression visuelle qu'il y en a beaucoup moins parce que certains d'entre eux sont presque confondus et, de ce fait, difficilement discernables. On constate que la durée de résistance au feu calculée par la méthode simple est systématiquement inférieure à celle qui est calculée par le modèle général. L'écart est cependant très faible puisque, pour 21 des 24 points de comparaison, il est inférieur à 2 minutes et que, pour les 3 autres points, il ne dépasse pas 4 minutes.

L'Annexe 3.2 donne les valeurs exactes qui ont servi de base à la figure 3.12.

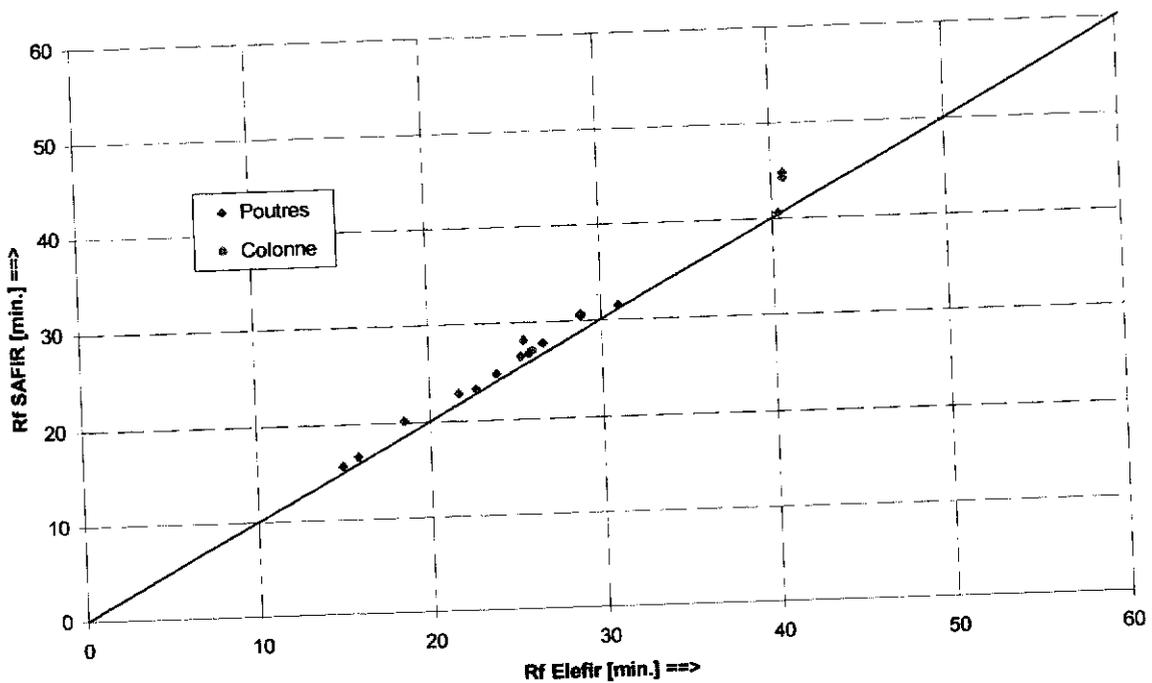


Figure 3.12 : comparaisons pour des éléments simples

### 3.4.2.2 Portiques

La comparaison la plus importante de ce rapport est celle qui porte sur la durée de résistance au feu des portiques, car c'était l'objet essentiel de cette recherche. Elle est donnée à la figure 3.13. Celle-ci comporte 64 points de comparaison.

On constate que le modèle simplifié est plus sévère que le modèle général pour la majorité des points. Huit points font exception à la règle, car ils se situent sous la droite d'égalité, mais seulement trois d'entre eux présentent un écart de plus de deux minutes.

La droite de régression linéaire tracée sur base du nuage de points apparaît en pointillés sur le graphique. Elle est presque exactement parallèle à la droite d'égalité, avec un écart de 3 à 4 minutes. Statistiquement, le modèle général donne donc des résultats dont la moyenne est supérieure de 4 minutes à ceux du modèle simplifié. La dispersion par rapport à la droite de régression est plus importante que dans le cas des éléments simples.

L'Annexe 3.3 donne les valeurs numériques qui ont servi de base à la figure 3.13.

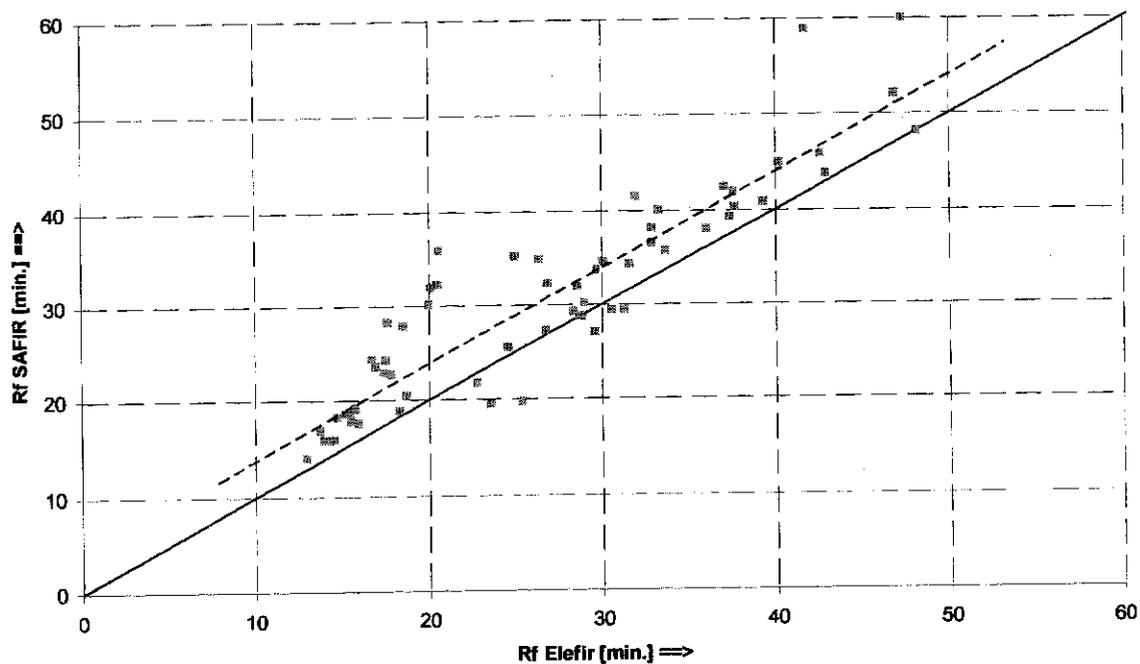


Figure 3.13 : comparaisons pour des portiques

La figure 3.14 permet une autre interprétation de la même comparaison. Elle donne la fréquence cumulative en fonction du rapport entre les résultats des deux méthodes. Il apparaît très clairement que la majorité des valeurs du rapport  $Rf(\text{Elefir})/Rf(\text{SAFIR})$  sont comprises entre 0.8 et 1.

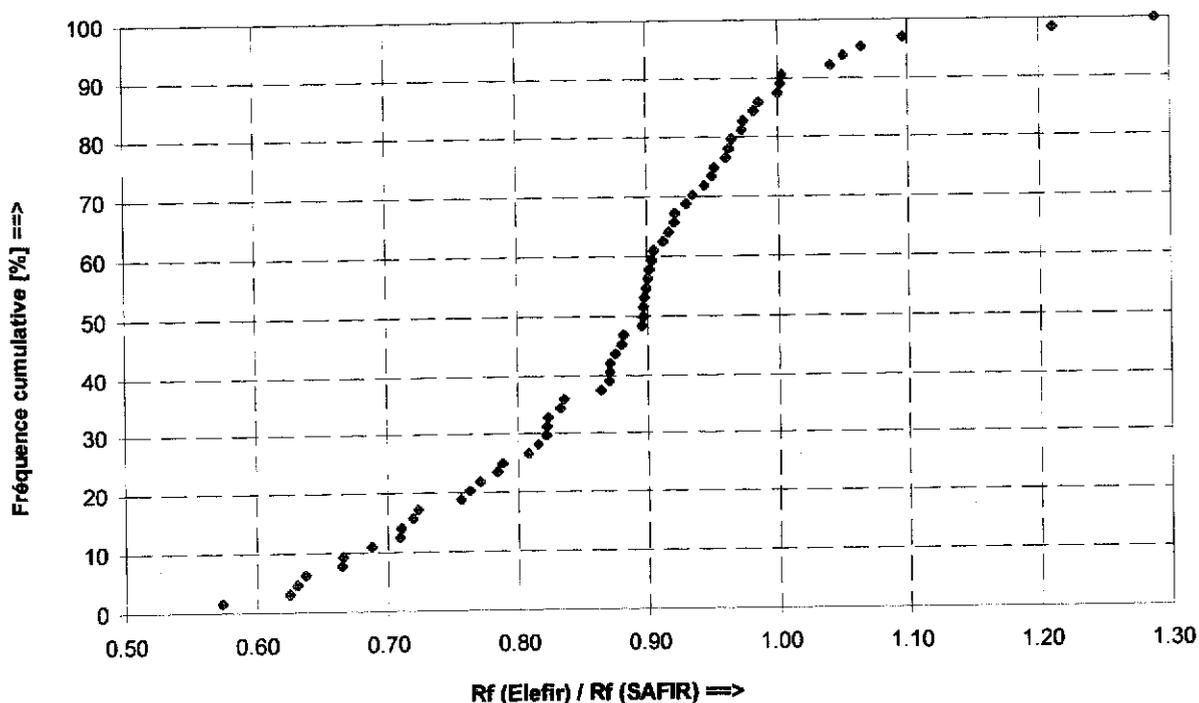


Figure 3.14 : comparaisons pour des portiques (fréquence cumulative)

### 3.5. Conclusions

Pour tous les profils étudiés et à tout instant dans chacun d'eux, la température uniforme calculée par le modèle simplifié est comprise entre les valeurs extrêmes qui sont calculées par le modèle général. On constate aussi que les écarts entre les deux méthodes sont plus élevés lorsque la section n'est soumise à l'action de l'incendie que sur 3 côtés. Enfin, les écarts ont une certaine tendance à se réduire avec le temps. A part dans le cas, assez rare, de colonnes chargées axialement et chauffées sur trois faces, on peut donc s'attendre à ce que les hypothèses simplificatrices adoptées dans le modèle simple n'entraînent pas une dégradation sensible des qualités prédictives de ce modèle.

Lorsqu'on utilise le modèle simple pour étudier des poutres simples, on obtient des résultats très proches de ceux du modèle général, ce dernier donnant systématiquement une résistance un peu plus élevée.

La comparaison menée à propos des portiques constitue pour ce type de structure une validation de la méthode simple appliquée aux éléments comprimés et fléchis puisque, voir figure 3.14, cette méthode donne un résultat plus sévère que le modèle général dans 90% des cas et que, en moyenne, elle donne un résultat qui vaut environ 90% de celui obtenu avec le modèle général. Il faut bien garder à l'esprit, cependant, que cette étude porte sur des portiques sollicités et périssant dans leur plan.

En résumé, pour le type de structure étudié dans cette recherche, on peut recommander l'acceptation des résultats fournis par la méthode simple présentée dans le Document d'Application Nationale Belge de l'Eurocode 3 – Partie 1-2, puisque cette méthode conduit quasi systématiquement à des résultats sécuritaires.

En corollaire, on a aussi pu mettre en lumière le fait que le recours aux calculs numériques du modèle général permet le plus souvent d'aboutir à une solution plus économique, au prix de calculs plus sophistiqués bien entendu.

## **BIBLIOGRAPHIE (Partie 3)**

- 3.1. ENV 1993-1-1  
Eurocode 3 : Design of steel structures ; Part 1 : General rules and rules for buildings. CEN, Bruxelles, 1992.
- 3.2. FRANSSEN, J-M., and DOTREPPE, J-C.  
Fire resistance of columns in steel frames. Fire Safety Journal, Vol.19, N°2 et 3, Elsevier, England, 1992, pp. 159-175.
- 3.3. ENV 1991-1-1  
Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures ; Part 1 : Basis of design. CEN, Bruxelles, 1994.
- 3.4. HEINEN, P., et FRANSSEN, J-M.  
Résistance au feu de portiques simples non contreventés. Validité des méthodes simplifiées de l'EC3 - Partie 1-2. Construction Métallique, N°3, Paris, 1994, pp.3-11. .
- 3.5. ENV 1991-2-2  
Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures ; Part 2 : Actions on structures exposed to fire, CEN, Bruxelles, 1995.
- 3.6. ENV 1993-1-2  
Eurocode 3 : Design of steel structures ; Part 2 : Structural fire design. CEN; Bruxelles, 1995.
- 3.7. FRANSSEN, J-M., SCHRÖDER, L., and DOTREPPE, J-C.  
Fire resistance of simple frames according to Eurocode 3. Proceedings of the Fifth International Colloquium on Structural Stability : Stability Problems in Designing, Construction and Rehabilitation of Metal Structures, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1996, pp. 263-274.
- 3.8. ENV 1993-1-2 + DAN  
Eurocode 3 : Design of steel structures ; Part 2 : Structural fire design + Document d'Application Nationale Belge. IBN, Bruxelles, 1999.

## ANNEXE 3.1

### COMPARAISON AU NIVEAU DU CHAMP DE TEMPERATURE

	Après 10 min				
	SAFIR min	dT	Elefir	dT	SAFIR Max
ipe220-3faces	434	94	528	57	585
ipe240-4faces	515	26	541	42	583
ipe550-3faces	269	124	393	89	482
ipe550-4faces	377	45	422	60	482
ipe600-4faces	357	46	403	61	464
UC 356x406x634-4faces	121	23	144	44	188
IPE80-4faces	622	5	627	3	630
HE220AA-3faces	408	92	500	76	576
	Après 20 min				
	SAFIR min	dT	Elefir	dT	SAFIR Max
ipe220-3faces	690	39	729	8	737
ipe240-4faces	723	8	731	6	737
ipe550-3faces	540	130	670	46	716
ipe550-4faces	654	35	689	27	716
ipe600-4faces	638	39	677	32	709
UC 356x406x634-4faces	283	37	320	61	381
IPE80-4faces	743	3	746	5	751
HE220AA-3faces	675	49	724	13	737
	Après 30 min.				
	SAFIR min	dT	Elefir	dT	SAFIR Max
ipe220-3faces	772	49	821	10	831
ipe240-4faces	814	10	824	7	831
ipe550-3faces	698	61	759	46	805
ipe550-4faces	744	32	776	29	805
ipe600-4faces	739	26	765	32	797
UC 356x406x634-4faces	444	45	489	65	554
IPE80-4faces	835	0	835	1	836
HE220AA-3faces	756	59	815	15	830

(1)

(2)

dT (1) = (Elefir – SAFIR min)

dT (2) = (SAFIR Max – Elefir)

## ANNEXE 3.2

### COMPARAISON DE LA RESISTANCE AU FEU POUR POUTRES SIMPLES

Rf Elefir	Rf SAFIR	SAFIR - Elefir	Elefir / SAFIR
min.	min.	min.	
25.5	28.1	2.6	0.907
40.7	44.8	4.1	0.908
18.5	20.1	1.6	0.920
40.7	44.2	3.5	0.921
28.8	30.6	1.8	0.941
28.8	30.6	1.8	0.941
28.8	30.4	1.6	0.947
21.7	22.8	1.1	0.952
15.8	16.6	0.8	0.952
14.9	15.6	0.7	0.955
25.3	26.4	1.1	0.958
26.6	27.7	1.1	0.960
26.6	27.7	1.1	0.960
26.6	27.7	1.1	0.960
25.8	26.7	0.9	0.966
25.8	26.7	0.9	0.966
25.8	26.7	0.9	0.966
23.9	24.7	0.8	0.968
22.7	23.2	0.5	0.978
31	31.4	0.4	0.987
40.4	40.6	0.2	0.995
40.4	40.6	0.2	0.995
40.4	40.6	0.2	0.995

### ANNEXE 3.3

## COMPARAISON DE LA RÉSISTANCE AU FEU POUR PORTIQUES

Rf Elefir	Rf SAFIR	SAFIR - Elefir	Elefir / SAFIR
min.	min.	min.	
20.6	35.9	15.3	0.574
17.6	28.2	10.6	0.624
20.1	31.9	11.8	0.630
20.5	32.2	11.7	0.637
20	30.1	10.1	0.664
18.5	27.8	9.3	0.665
16.7	24.3	7.6	0.687
41.7	58.8	17.1	0.709
25	35.2	10.2	0.710
16.9	23.5	6.6	0.719
17.5	24.2	6.7	0.723
26.4	34.9	8.5	0.756
17.4	22.8	5.4	0.763
32	41.5	9.5	0.771
17.8	22.7	4.9	0.784
47.3	60	12.7	0.788
14.7	18.2	3.5	0.808
13.7	16.8	3.1	0.815
15.2	18.5	3.3	0.822
15.7	19.1	3.4	0.822
15.4	18.7	3.3	0.824
33.3	40	6.7	0.833
26.9	32.2	5.3	0.835
32.9	38.1	5.2	0.864
30.1	34.6	4.5	0.870
15.5	17.8	2.3	0.871
15.5	17.8	2.3	0.871
37.1	42.4	5.3	0.875
13.9	15.8	1.9	0.880
29.7	33.7	4	0.881
40.2	44.9	4.7	0.895
28.6	31.9	3.3	0.897
28.6	31.9	3.3	0.897
37.6	41.9	4.3	0.897
14.2	15.8	1.6	0.899
46.9	52.1	5.2	0.900
32.9	36.5	3.6	0.901
15.9	17.6	1.7	0.903
14.3	15.8	1.5	0.905
14.5	15.9	1.4	0.912
18.7	20.4	1.7	0.917
31.6	34.3	2.7	0.921
12.9	14	1.1	0.921
42.6	45.8	3.2	0.930
37.7	40.3	2.6	0.935
33.7	35.7	2	0.944
36.1	38	1.9	0.950
37.4	39.3	1.9	0.952
29	30.2	1.2	0.960
39.3	40.8	1.5	0.963
24.6	25.5	0.9	0.965
28.4	29.2	0.8	0.973
18.3	18.8	0.5	0.973
42.9	43.7	0.8	0.982
26.8	27.2	0.4	0.985
28.7	28.7	0	1.000
48.2	48.1	-0.1	1.002
28.9	28.8	-0.1	1.003
30.6	29.4	-1.2	1.041
22.8	21.7	-1.1	1.051
31.3	29.4	-1.9	1.065
29.6	27	-2.6	1.096
23.6	19.5	-4.1	1.210
25.4	19.7	-5.7	1.289



La responsabilité scientifique de ce rapport est assumée par les auteurs.  
Pour de plus amples informations concernant le programme d'appui scientifique à la Normalisation,  
veuillez contacter le responsable-SSTC du programme:

Anna CALDERONE  
Tel.: (02) 238 34 40  
Fax: (02) 230 59 12  
E-mail: [cald@belspo.be](mailto:cald@belspo.be)

SSTC Homepage: <http://www.belspo.be>