

# Approche par la théorie du calcul à la rupture du dimensionnement au feu de panneaux de grande hauteur

D.T. PHAM<sup>a</sup>, P. DE BUHAN<sup>b</sup>, C. FLORENCE<sup>a</sup>, H.H. NGUYEN<sup>a</sup>

a. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 84 avenue Jean Jaurès, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, FRANCE

b. Université Paris Est, Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech-IFSTTAR-CNRS (UMR 8245), 6-8 avenue Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée cedex 2, FRANCE

## Résumé :

Sur la base d'un modèle simplifié, la présente contribution développe une méthode de calcul et de dimensionnement des panneaux de grande hauteur en condition d'incendie, qui s'appuie sur le raisonnement du calcul à la rupture. La méthode repose sur la combinaison de deux éléments originaux : la détermination de diagrammes d'interaction qui traduisent l'influence du chargement thermique sur la perte de résistance locale du panneau ; la prise en compte explicite des changements de géométrie induits par le chargement thermique dans le dimensionnement à la ruine de l'ouvrage.

## Abstract : yield design-based analysis of high rise concrete walls subject to fire loading conditions

Based on a simplified illustrative model, a yield design-based approach is developed for analysing the stability of high rise walls under fire conditions. The implementation of the method combines two original features: first, the preliminary determination of interaction diagrams reflecting the local decrease in strength of the wall due to thermal loading; second, the thermal-induced geometry changes which are explicitly accounted for in the overall failure design of the wall.

**Mots clefs :** panneaux de grande hauteur, feu, critère de rupture, calcul à la rupture, géométrie déformée, changement de géométrie

## 1 Introduction

Principalement utilisés dans les bâtiments industriels, les panneaux de grande hauteur sont des ouvrages en béton armé pour lesquels l'analyse du comportement au feu requiert des traitements plus sophistiqués que pour les ouvrages courants. En effet, sous l'action du gradient thermique associé à leur exposition au feu, ces ouvrages subissent des déplacements hors plan importants. Il en résulte alors, du fait de l'excentrement du poids propre, l'apparition de sollicitations de flexion qui, combinées aux efforts de compression, peuvent provoquer la ruine de l'ouvrage.

Le cadre mécanique le plus approprié pour traiter ce type de problème est fourni par la théorie du Calcul à la Rupture qui permet d'évaluer directement et de façon rigoureuse la charge de ruine d'un ouvrage à partir de la seule donnée de sa géométrie et du critère de résistance des matériaux constitutifs. Dans la méthode de calcul ici développée, cette théorie intervient à deux niveaux. Dans la détermination des capacités de résistance du panneau d'une part, exprimées par le biais d'un diagramme d'interaction intégrant explicitement la dégradation des propriétés de résistance des matériaux, due au feu. Dans l'analyse de la ruine de l'ouvrage d'autre part, où le changement de géométrie provoqué par la sollicitation thermique est explicitement pris en compte.

## 2 Mise en œuvre de la démarche d'évaluation du dimensionnement au feu

Cette démarche est constituée de trois étapes.

- *Etape n°1 : calcul de la déformée du panneau.* Cette phase consiste à évaluer la déformée du panneau sous l'action conjuguée d'un gradient thermique et de son poids propre, puis de calculer les sollicitations qui en résultent localement dans chaque section.
- *Etape n°2 : détermination du critère de rupture.* L'objectif de cette phase est de déterminer la capacité portante d'une section chauffée du panneau par la théorie du calcul à la rupture.
- *Etape n°3 : analyse par le calcul rupture du panneau dans sa configuration déformée.*

### 2.1 Etape n°1 : calcul de la déformée du panneau

Adoptant une modélisation simplifiée, le panneau en béton armé est schématisé comme une poutre verticale de hauteur  $H$ , initialement droite, articulée à des deux extrémités comme indiqué sur la figure 1(a). Le panneau est soumis conjointement à son poids propre, caractérisé par une densité linéique verticale constante  $w$ , à un gradient thermique uniforme sur toute la hauteur du panneau (feu conventionnel ISO R834) [1] se traduisant par une déformée primaire à courbure constante d'équation parabolique :

$$u_0(x) = x(x - H) / 2\rho \quad (1)$$

où  $\rho$  désigne le rayon de courbure, la rotation en tout point de la poutre étant supposée faible. L'analyse de cette structure isostatique permet de calculer les distributions correspondantes d'effort normal et de moment fléchissant :

$$N_0(x) = w(x - H), \quad M_0(x) = \frac{w}{12\rho} x(H - x)(5H - 4x) \quad (2)$$

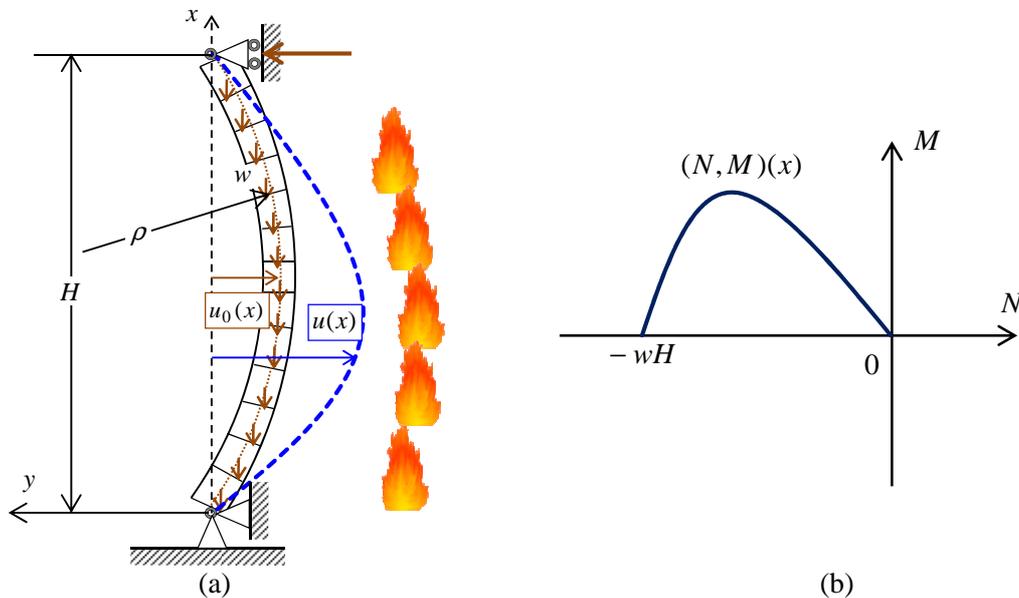


FIG. 1 – (a) Schéma de la déformée du panneau. (b) Diagramme des sollicitations

Cette distribution d'efforts intérieurs va engendrer des déformations élastiques de flexion supplémentaires, de sorte que la nouvelle déformée du panneau caractérisée par la distribution de flèche  $u(x)$  vérifie :

$$\frac{M_0(x)}{EI} = \frac{d^2}{dx^2} [u(x) - u_0(x)] \quad (3)$$

où  $EI$  est la raideur flexionnelle de la section, supposée constante sur toute la hauteur du panneau. Il vient alors compte tenu de (1) et (2) et des conditions aux limites  $u(x=0)=u(x=H)=0$  :

$$u(x) = u_0(x) - \frac{w}{720\rho EI} x(x - H) [12x^3 - 33Hx^2 + 17H^2(x - H)] \quad (4)$$

Compte tenu de cette nouvelle déformée, la distribution des efforts de compression et de flexion le long du panneau s'écrit :

$$N(x) = w(x - H),$$

$$M(x) = M_0(x) + \frac{w^2}{1440\rho EI} x(x - H) [20x^4 - 76Hx^3 + 89H^2x^2 - 11H^3x - 28H^4] \quad (5)$$

La courbe correspondante donnant en tout point  $x$  le moment de flexion  $M(x)$  en fonction de l'effort normal  $N(x)$  peut alors être tracée dans le plan  $(N, M)$ , comme indiqué sur la figure 1(b).

## 2.2 Etape n°2 : détermination du critère de rupture

L'information complémentaire nécessaire à la détermination de la capacité portante du panneau en conditions d'incendie se réduit à la donnée d'un critère de rupture d'une section chauffée. Nous examinons ci-après comment le diagramme d'interaction décrivant la résistance d'une section de béton armé, établi en conditions de température ambiante (voir par exemple [2]), est modifié par la présence d'un gradient de température. Cette modification repose sur la réduction de la résistance des matériaux constitutifs (acier et béton) due à l'élévation de température. Cette réduction s'applique par l'intermédiaire de facteurs multiplicatifs adimensionnels, compris entre 0 et 1, fonctions décroissantes de l'élévation de température.

Outre la détérioration des propriétés mécaniques des matériaux, le feu induit modifie de façon importante sur l'état initial de la structure, induisant par exemple du fait de l'incompatibilité géométrique des déformations thermiques, des champs thermiques d'autocontrainte. Or, conformément à un résultat général (voir par exemple [3] ou [4]), cette modification de l'état initial due à l'action thermique du feu, n'a aucune influence sur les charges limites de la structure. En conséquence, la seule influence à attendre du feu sur le critère de rupture doit être attribuée à la dégradation des capacités de résistance du béton et de l'acier. C'est de cette manière que nous avons introduit l'effet du feu dans le calcul des charges limites.

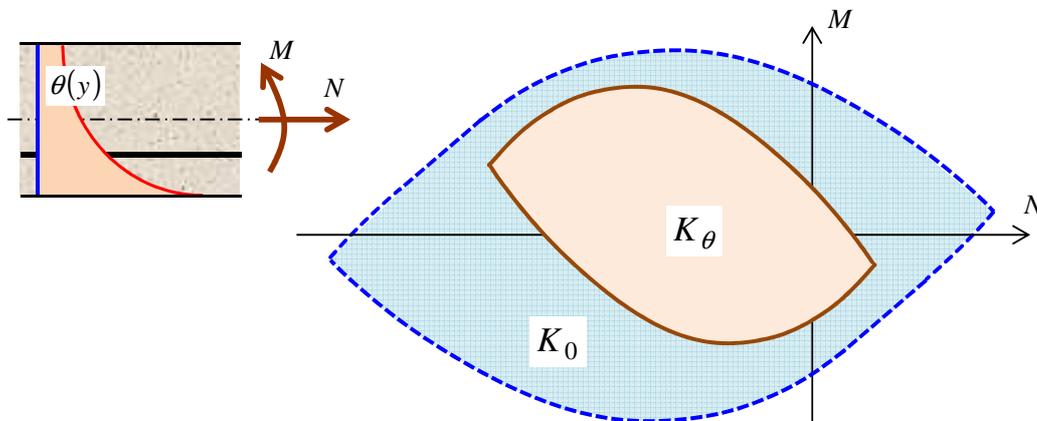


FIG. 2 – Diagrammes d'interaction  $(M, N)$  d'une section en béton armé à température ambiante et sous l'effet d'un gradient de température

La détermination des capacités de résistance d'une section de panneau en béton armé s'effectue à partir de la résolution d'un problème de calcul à la rupture relatif à un tronçon de poutre en béton armé soumis à un chargement caractérisé par l'application conjointe d'un effort normal  $N$  et d'un moment de flexion  $M$ . Se référant alors par exemple à l'approche statique par l'intérieur du calcul à la rupture [3-5], un chargement  $(N, M)$  appartient au domaine  $K$  des chargements potentiellement supportables s'il peut être équilibré par une distribution de contrainte dans la section en béton armé qui respecte en tout point les critères de résistance respectifs du béton et de l'acier. La frontière de ce domaine  $K$  n'est autre que le diagramme d'interaction recherché qui caractérise la résistance de la section sous sollicitation combinée de compression-flexion.

Une expression analytique de ce diagramme peut être obtenue dans le cas d'une section de béton renforcée par un ou plusieurs lits d'armatures de renforcement [6]. Le domaine correspondant  $K_0$  est représenté sur la figure 2. L'effet d'un gradient thermique est visible sur la même figure, le domaine associé  $K_\theta$  pouvant être considérablement réduit par rapport au domaine initial.

### 2.3 Etape n°3 : analyse à la rupture du panneau déformé

Une fois le critère de rupture identifié en fonction des caractéristiques de résistance des matériaux, paramétrées par la température, il est possible d'appliquer un tel critère au calcul de la charge limite du panneau compte tenu de sa géométrie déformée induite par le chargement thermique. L'analyse consiste d'une part à calculer la distribution des efforts engendrés par l'excentrement du poids propre (étape n°1) et d'autre part à comparer ces valeurs avec le diagramme d'interaction qui se rétrécit à mesure que le chargement thermique est appliqué (étape n°2). La tenue du panneau, de hauteur donnée, est assurée tant que la courbe représentant dans le plan  $(N,M)$  la distribution des sollicitations le long du panneau, reste entièrement à l'intérieur du domaine de résistance délimité par la courbe d'interaction. Sa rupture se produit en un point de hauteur  $x^*$  lorsque la courbe des sollicitations devient tangente au diagramme d'interaction (figure 3).

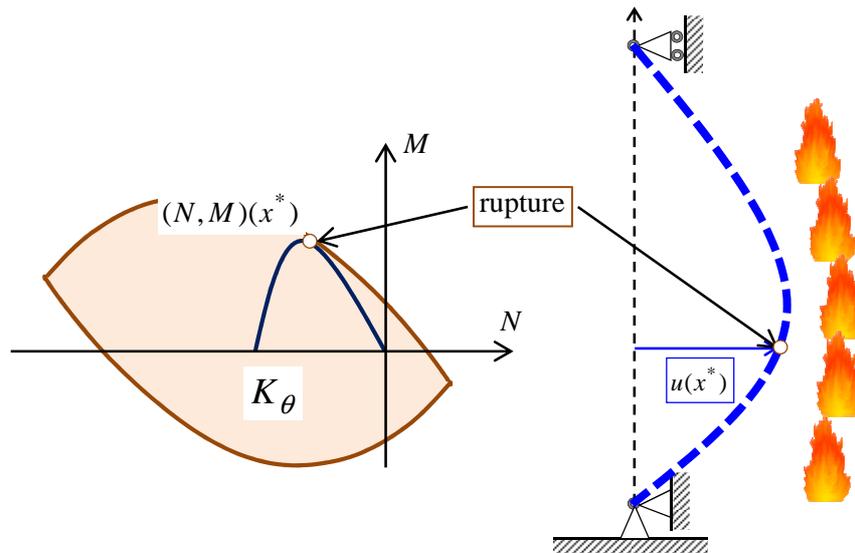


FIG. 3 – Analyse à la rupture sous poids propre et chargement thermique du panneau en configuration déformée

### 2.4 Exemple d'application

A titre d'exemple illustratif, nous présentons ci-dessous l'étude d'un panneau en béton armé de 15cm d'épaisseur et de hauteur variable, ayant subi une exposition de 2 heures au feu. Le renforcement du panneau est constitué, pour une largeur de 1m, de 2 lits de 10 barres d'acier de 8mm de diamètre avec 3cm d'enrobage. Le béton considéré possède une résistance en compression égale à 32MPa tandis que la résistance des aciers est prise égale à 500MPa. L'introduction du profil de température de la figure 4 conduit au diagramme d'interaction représenté à la figure 5.

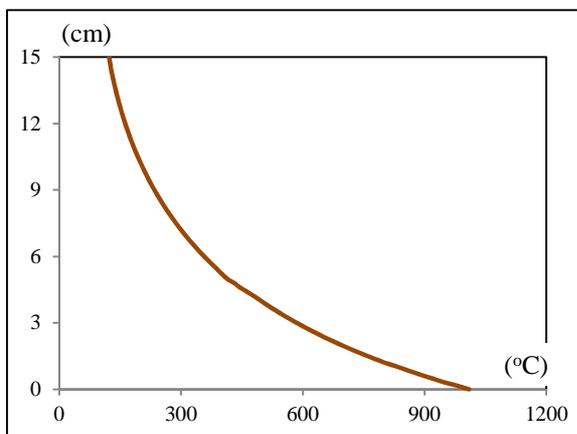


FIG. 4 – Gradient thermique dans l'épaisseur

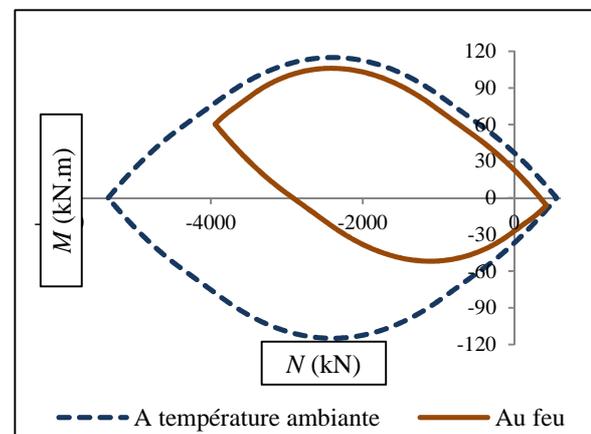


FIG. 5 – Diagrammes d'interaction  $(M,N)$

Dans ces conditions, les valeurs de calcul suivantes ont été adoptées :

- Poids linéique du panneau :  $w=4\text{kN/m}$
- Rayon thermique :  $\rho=20\text{m}$
- Raideur flexionnelle de la section chauffée :  $EI=1700\text{kNm}^2$

Les figures 6 à 9 donnent pour des hauteurs de panneau variant entre 5 et 12m, les déformées thermiques et totales, ainsi que les courbes associées aux distributions de sollicitations positionnées par rapport au diagramme d'interaction.

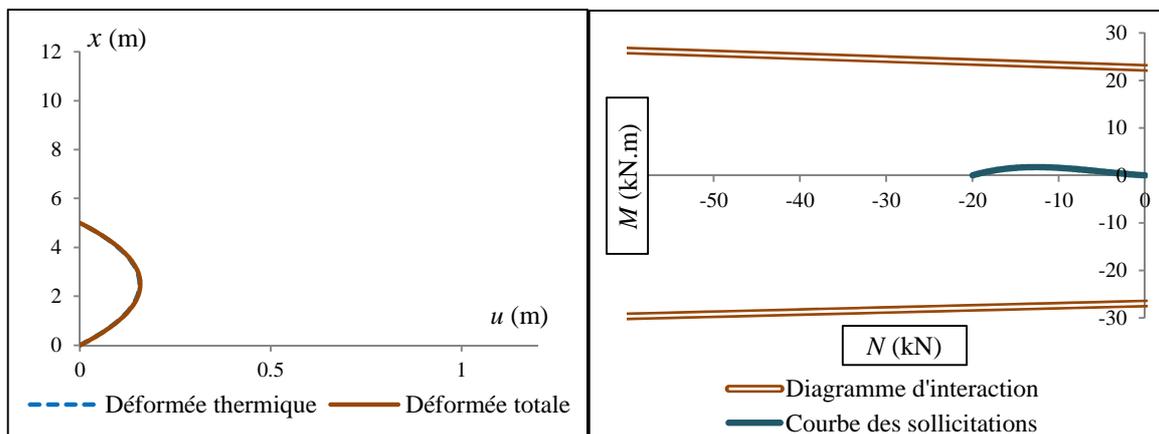


FIG. 6 – Déformée du panneau et condition de ruine ( $H=5\text{m}$ )

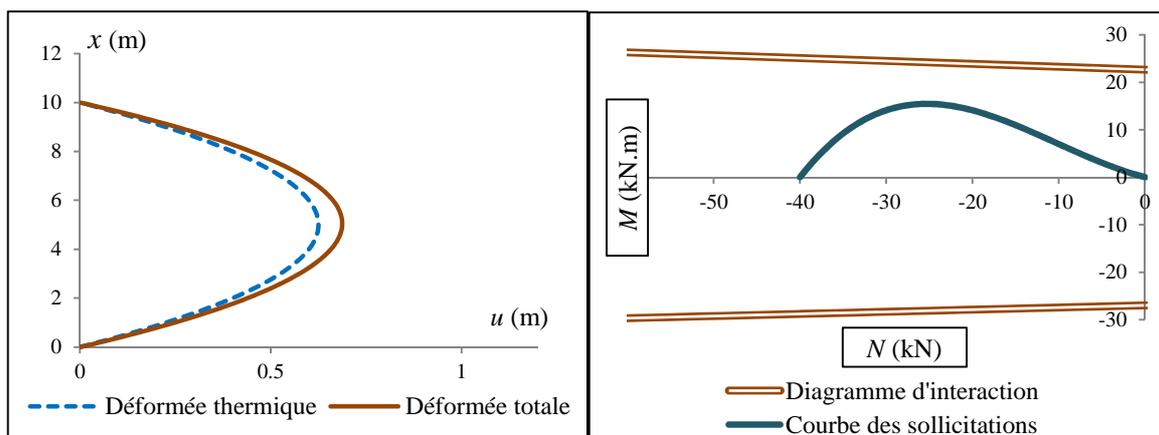


FIG. 7 – Déformée du panneau et condition de ruine ( $H=10\text{m}$ )

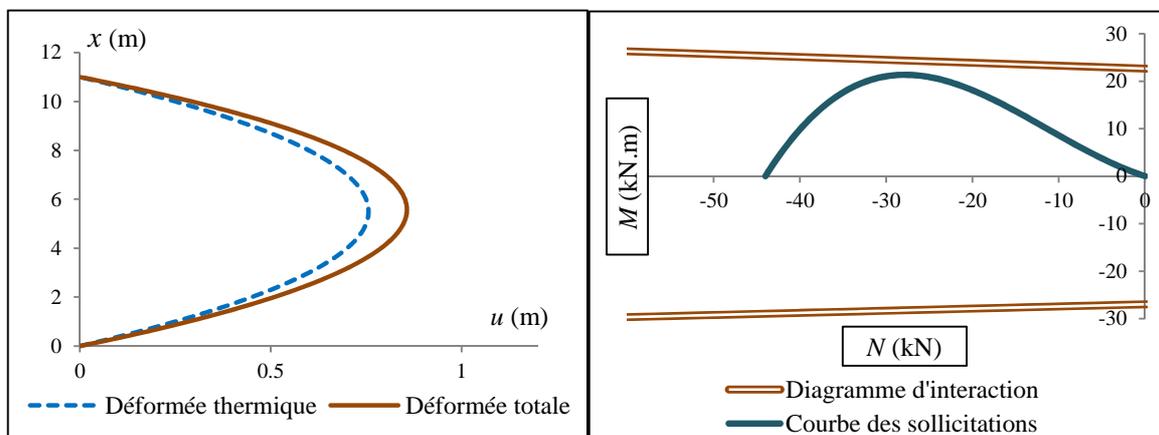
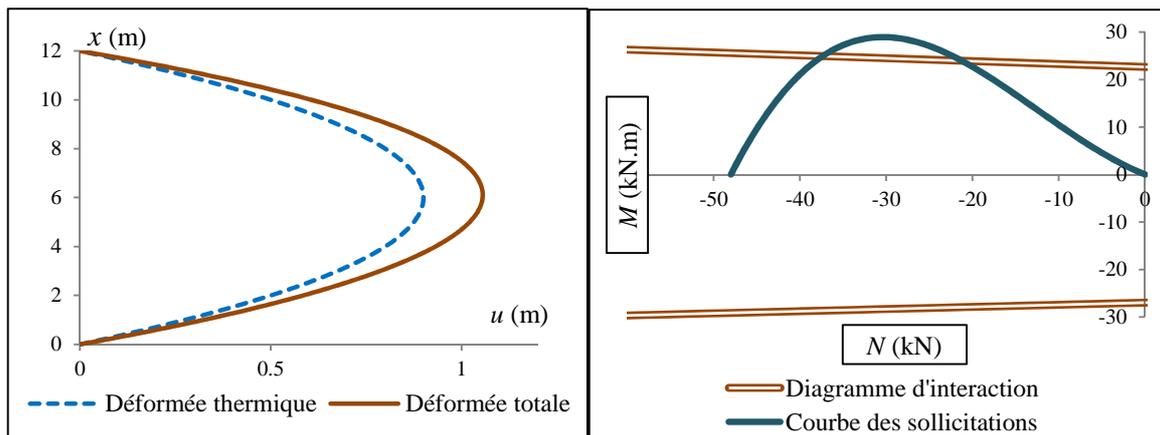


FIG. 8 – Déformée du panneau et condition de ruine ( $H=11\text{m}$ )

FIG. 9 – Déformée du panneau et condition de ruine ( $H=12m$ )

On peut observer sur ces figures que la différence entre la déformée totale et la déformée thermique ne devient significative qu'à partir d'une hauteur de 10m. Par ailleurs la courbe des sollicitations coupe le diagramme d'interaction pour un panneau de hauteur égale à 12m, ce qui montre que la stabilité de ce dernier n'est plus assurée. On peut montrer que la rupture se produit pour une hauteur égale à 11,4m.

### 3 Conclusion

S'appuyant sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, cette contribution propose une démarche complète et cohérente d'évaluation de la tenue au feu de panneaux de grande hauteur (supérieure à celle des fours d'essais). La méthode repose sur la théorie du calcul à la rupture tant pour ce qui concerne la détermination du critère de résistance exprimé sous forme d'un diagramme d'interaction fonction du chargement thermique, que pour ce qui a trait à l'analyse de la tenue des panneaux en configuration déformée. L'application de cette méthode doit pouvoir être étendue au cas plus complexe de panneaux fonctionnant comme des dalles et non plus seulement des poutres.

### References

- [1] EN 1991-1-2, Eurocode 1 : Actions sur les structures. Partie 1-2 : Actions générales-Actions sur les structures, 2003.
- [2] Averbuch D., Approche du dimensionnement des structures en béton armé par le calcul à la rupture, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [3] de Buhan P., Plasticité et calcul à la rupture, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2007.
- [4] Salençon J., De l'élasto-plasticité au calcul à la rupture, Editions de l'Ecole Polytechnique, Palaiseau, Paris, 2002.
- [5] Salençon J., Calcul à la rupture et analyse limite, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
- [6] Pham D.T., de Buhan P., Florence C., et Nguyen H.H., Analytical interaction diagrams for reinforced concrete sections in fire conditions, 13th International Conference and Exhibition on Fire Science and Engineering, London, United Kingdom, 2013.