

Huitième édition des Journées scientifiques  
du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton  
(RF)<sup>2</sup>B

---

Montréal, Canada  
5-6 juillet 2007

## CALCUL DE LA RESISTANCE AU FEU DES OUVRAGES D'ART EN INTEGRANT L'ECLATEMENT DU BETON

J.-M. Franssen<sup>A</sup>, F. Hanus<sup>A</sup>, J.-C. Dotreppe<sup>A</sup>  
A Ingénierie Structurale, Université de Liège, Belgique

**RESUME :** Les ouvrages en béton présentent en général une bonne résistance au feu. Toutefois, dans certaines situations, l'apparition de phénomènes d'éclatement peut mener à une réduction rapide et marquée de la résistance des éléments concernés.

Les tunnels, qui sont souvent soumis à des incendies de très forte intensité, subissent très souvent la perte de leurs premières couches intérieures pouvant conduire à la mise à nu des armatures.

Dans cet article, on montre comment le logiciel SAFIR peut être utilisé pour effectuer une analyse de risque en intégrant des valeurs plausibles de l'éclatement. Ce concept sera illustré par l'examen d'une structure particulière.

### 1. INTRODUCTION

Depuis quelques années, des recherches sont entreprises dans le domaine de la sécurité au feu des tunnels. Plusieurs programmes européens sont d'ailleurs en cours en ce moment, [projets DARTS, FIT et UPTUN]. Ces études font suite à une série d'accidents accompagnés d'incendies qui se sont produits ces dernières années dans plusieurs tunnels européens. On peut citer le tunnel du Mont-Blanc (France/Italie, 1999), l'Eurotunnel (France/Angleterre, 1996), le Tauern (Autriche, 1999), le St-Gothard (Suisse, 2001) et plus récemment encore le tunnel de Fréjus (France, 2005).

Ces catastrophes ont laissé un bilan très lourd en pertes de vies humaines. D'autre part, elles ont conduit les autorités à se pencher sur un problème qui n'était certes pas inconnu jusqu'alors mais qui méritait des études approfondies : l'écaillage et l'éclatement du béton. Ces deux phénomènes sont deux formes de désolidarisation des parois de béton qui apparaissent lorsque le béton est soumis à de fortes températures.

Leurs conséquences peuvent évidemment être considérables sur la stabilité des tunnels car la perte des premières couches de béton conduit à un affaiblissement important des parois conjugué à une augmentation de la vitesse de transmission de la chaleur au noyau et à l'armature.

Cet article montre la démarche qui a été suivie pour étudier le risque de rupture d'un tunnel suite à un incendie. Il comprend la définition d'un scénario d'incendie, la détermination des champs de température et un calcul de la résistance au feu de cet ouvrage avec et sans prise en compte du phénomène d'éclatement du béton.

Le tunnel considéré a un petit gabarit. Sa faible longueur (100m) le différencie fortement des tunnels de plusieurs kilomètres, notamment au point de vue de la sécurité (conditions d'évacuation, lutte contre l'incendie,...). Néanmoins, les informations telles que le niveau de température atteint (1000 à 1200°C) et les dégâts occasionnés lors de ces catastrophes (éclatement du béton,...) doivent être examinés soigneusement ici aussi afin d'évaluer le risque.

## 2. DEFINITION DU SCENARIO

Chaque tunnel est unique en ce qui concerne le déroulement d'un scénario d'incendie et il existe de nombreux paramètres à prendre en compte :

- le type et la densité du trafic, et par conséquent le potentiel calorifique et sa répartition spatiale, ainsi que l'éventuelle propagation de l'incendie ;
- la configuration du profil en travers, la longueur et la déclivité du tunnel ;
- la conception et la capacité du système de ventilation éventuel du tunnel ;
- la rugosité de la surface du tunnel ;
- l'inertie thermique des parois du tunnel ;
- etc.

Plusieurs courbes température-temps sont proposées dans les Eurocodes (Eurocode 1, 2002). On peut y trouver trois courbes nominales : la courbe *Normalisée (CN ou ISO834)*, la courbe *de Feu Extérieur* et la courbe *Hydrocarbure*. La réglementation française a institué une version majorée de la courbe HC : la courbe *Hydrocarbure Majorée (HCM)*. La température maximale de la courbe HCM est de 1300°C au lieu des 1100°C de la courbe *Hydrocarbure standard*. Tout comme la courbe HC et contrairement à la courbe CN, l'augmentation de température est rapide et se produit en particulier lors d'incendies dans lesquels une grande quantité de matières combustibles et liquides est impliquée. D'autre part, il existe également la courbe hollandaise *RWS* et la courbe allemande *RABT*.

La Figure 1 reprend toutes ces courbes sur un même diagramme.

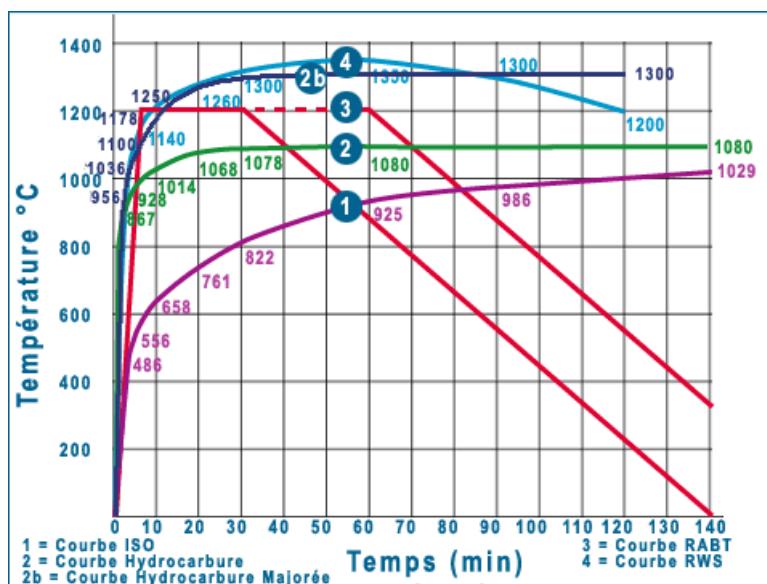


Figure 1 : Comparaisons des courbes au feu existantes

Elles correspondent à des températures très élevées, rencontrées dans ou à proximité immédiate des flammes et doivent donc être appliquées au droit du foyer. Pour ce qui est des zones en dehors du

foyer, l'air chaud se refroidit rapidement par pertes de chaleur sur les parois du tunnel, et surtout par mélange avec l'air plus froid qui est apporté par ventilation ou naturellement pour des tunnels de faible longueur. Afin de calculer le flux thermique reçu par les parois, il s'agit alors de considérer un feu localisé.

Dans la référence technique suivante (CETU, 2005), la puissance maximale d'un incendie est celle produite par l'embrasement d'un camion-citerne contenant 20 tonnes de carburant et vaut 200 MW. La superficie de la nappe au sol est évaluée à 80 m<sup>2</sup> pour ce type d'incendie. D'après l'ouvrage (SFPE, 1995), la puissance dégagée par m<sup>2</sup> au sol par une flaque d'essence vaut 1700 à 2000 kW/m<sup>2</sup>. En divisant la puissance de l'incendie par la puissance au mètre carré de l'essence, on obtient une surface de 100 m<sup>2</sup>.

Le scénario de feu choisi (Figure 3) est un incendie provoqué par un camion-citerne pendant une durée illimitée, sur une longueur de 10.5 mètres. La courbe au feu utilisée est la courbe *HCM* car elle correspond à un incendie impliquant de grandes quantités de produits combustibles et son équation qui la définit peut s'étendre pour un temps infini, contrairement à la courbe *RWS* qui s'arrête après 120 minutes. Ce scénario est très sévère mais ne représente pas la réalité car la longueur réduite du tunnel permet l'intervention rapide des pompiers et l'intensité de l'incendie diminuera après quelques heures. Cependant, nous avons cherché à connaître la durée de vie du tunnel sous des conditions extrêmes et constantes.

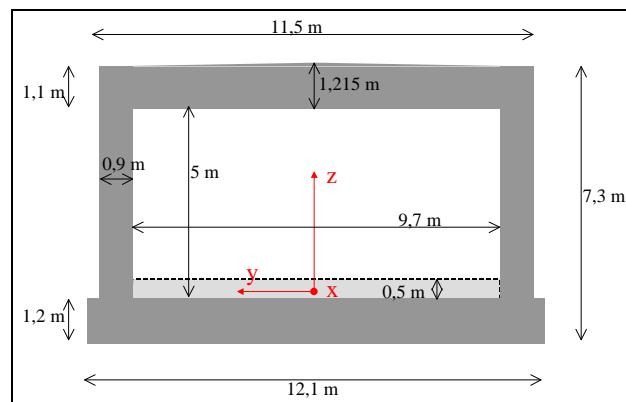


Figure 2 : Géométrie de la section droite du tunnel étudié

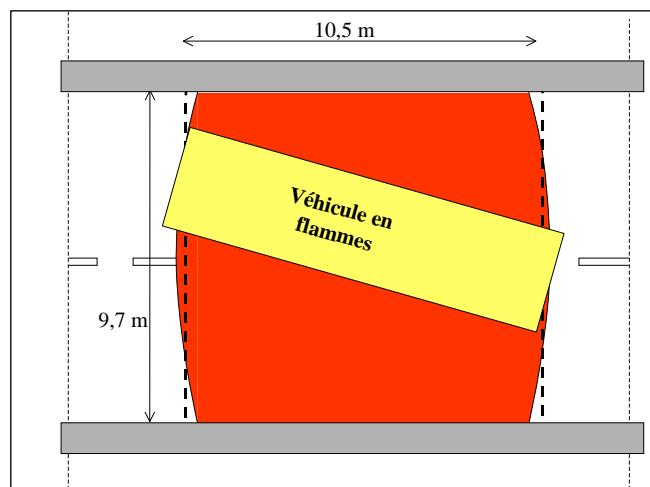


Figure 3 : Scénario de feu

Au fur et à mesure que l'on s'éloigne du foyer, la température de l'air diminue. Le SFPE Handbook propose une formule valable dans le cas d'un état stationnaire :

$$T = \frac{16,9 \left(\frac{Q}{H}\right)^{2/3}}{H^{5/3}} + T_{\infty} \quad \text{pour } \frac{r}{H} \leq 0,18$$

$$T = \frac{5,38 \left(\frac{Q}{r}\right)^{2/3}}{H} + T_{\infty} \quad \text{pour } \frac{r}{H} > 0,18$$

### 3. DETERMINATION DES CHAMPS DE TEMPERATURE

Le cadre en béton est modélisé par des éléments finis de type poutre. La répartition de température dans la structure est donc étudiée en réalisant le calcul thermique de sections se différenciant par l'épaisseur de béton et la quantité d'armatures en acier disposée. La Figure 4 montre l'évolution de température à différentes épaisseurs du toit du cadre soumis aux conditions du foyer.

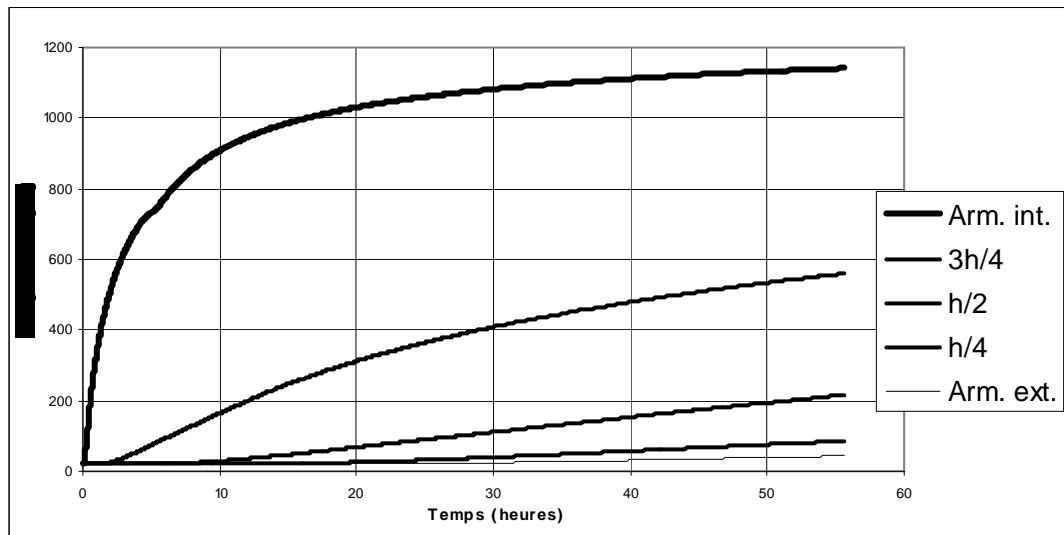


Figure 4 : Evolution de la température à différentes profondeurs de la section médiane du toit du cadre

L'épaisseur des voiles est plus faible que celle du toit mais l'enrobage des armatures intérieures est identique dans les deux cas et l'échauffement des armatures extérieures reste très faible vu l'épaisseur importante de béton et la faible conductivité de ce matériau.

### 4. PHENOMENE D'ECLATEMENT

Les hautes températures atteintes suite à un incendie agissent de deux manières distinctes sur la désolidarisation des premières couches des parois du tunnel : par écaillage de la surface et par éclatement. Ces deux phénomènes proches sont respectivement nommés 'progressive spalling' et 'explosive spalling' par les auteurs anglais. D'un point de vue réglementaire, le terme d'éclatement recouvre les deux phénomènes mais le terme d'écaillage est fréquemment employé dans la littérature.

#### 4.1. Ecaillage

Lorsqu'un béton sec, arrivé à maturation, est exposé à une chaleur extrême pendant une longue période, les liaisons chimiques existant entre les molécules d'eau contenues dans le béton se brisent, détruisant les ponts moléculaires reliant les différents constituants du béton. Au fur et à mesure que les molécules d'eau disparaissent sous l'effet de la déshydratation, le béton perd sa cohésion et se désintègre superficiellement, sous forme de fines couches de mortier semblables à des pelures d'oignon. Ce phénomène, appelé écaillage, peut se propager couche après couche sur l'ensemble du revêtement en béton du tunnel.

## 4.2. Eclatement

L'éclatement du béton est une disparition des couches de surface sous forme d'un ou de plusieurs phénomènes à caractère explosif, enlevant des éléments peu nombreux mais de dimensions nettement supérieures à celles des écailles dont il est fait mention précédemment. En général, les morceaux détachés ne proviennent pas du volume intérieur à la cage d'armature. Ils sont par conséquent d'autant plus gros que l'enrobage est important. Les recherches actuelles expliquent ce phénomène par des hypothèses mettant en présence deux types de contraintes provoquées par la montée en température :

- La faible porosité du béton ne permet l'évacuation de son eau libre que sur une faible épaisseur ; en-dehors de cette épaisseur, l'eau se met sous pression suite à son échauffement et produit dans la matrice du béton des contraintes perpendiculaires à la surface exposée avec une distribution passant par zéro à la surface extérieure et un maximum à l'épaisseur critique (Bazant, 1997) :
- La dilatation thermique empêchée crée des efforts parallèles à la surface exposée, de compression à proximité et de traction plus loin (Anderberg, 1997) :

D'après certains auteurs (Khoury and Majorana, 2003), le détachement des éléments de surface résulterait plutôt de l'action simultanée des deux types de contraintes (Figure 5) :

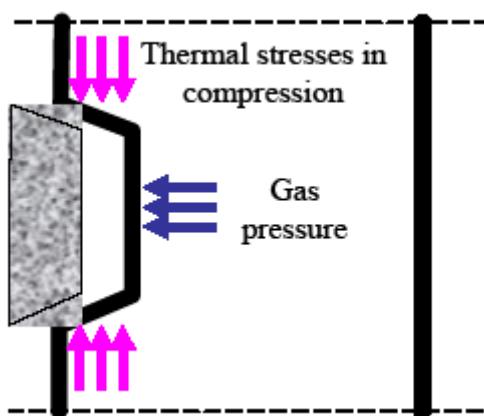


Figure 5 : Efforts à l'origine de l'éclatement du béton selon Khoury

Dans les références suivantes (Høj and Petersen, 1998), (Kützing, 1999), (Both, 2000), (Boström, 2004) on montre que l'éclatement du béton est difficile à évaluer. La raison principale est le nombre important de facteurs influençant le phénomène : la classe de résistance du béton, sa masse volumique, le type de granulats, l'humidité relative de l'air, l'intensité du feu, la dimension et la forme de la structure, l'enrobage et la quantité des armatures, le type de chargement, les restreintes.

Toutes les données expérimentales concernant différentes classes de béton sont regroupées à la Figure 6 et deux hypothèses différentes sont définies pour le calcul des cadres. Les essais de compression réalisés sur le béton des deux tunnels donnent des résistances moyennes de 65 et 50 MPa. Conformément à ce que montrent les essais, nous avons fait l'hypothèse que l'éclatement se produisait durant les 30 premières minutes avec des vitesses de 3 mm/min (hypothèse réaliste) et 7 mm/min (hypothèse défavorable).

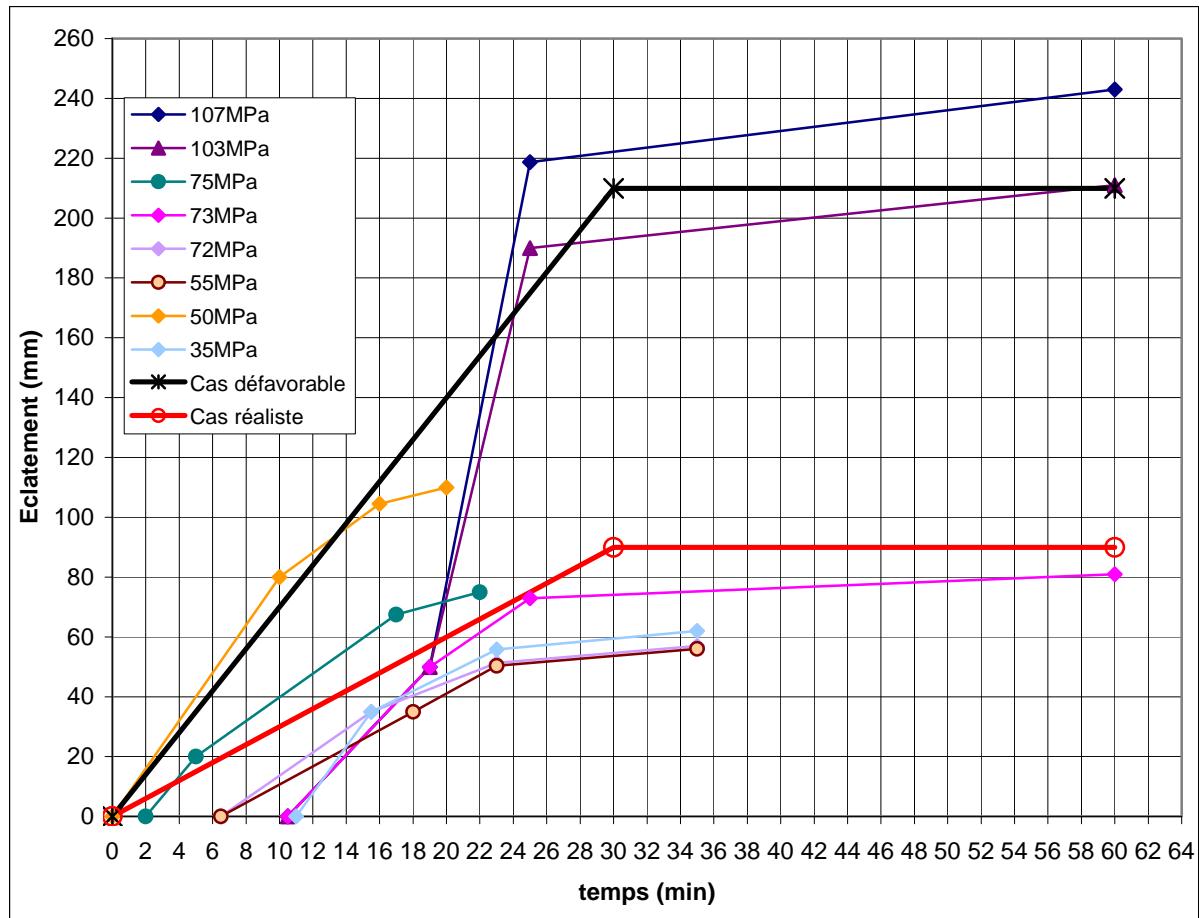


Figure 6 : Eclatement du béton en fonction du temps

## 5. CALCUL DE LA RESISTANCE AU FEU DU TUNNEL

La structure étudiée est soumise à son poids propre, au poids des 7 mètres de terre situés au-dessus d'elle, à la poussée latérale du sol et à des surcharges de trafic. L'action du sol sur le radier et les voiles est modélisée par une loi de ressort élastique linéaire parfaitement plastique, dont les paliers sont les états-limites inférieur et supérieur (Figure 7).

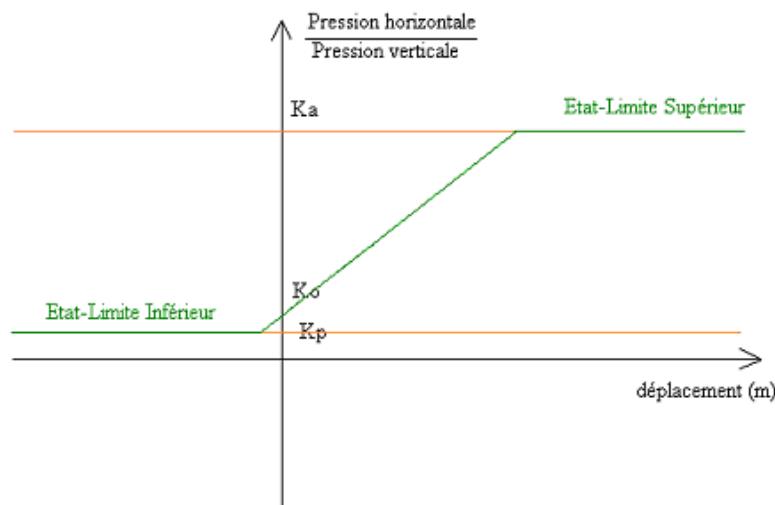


Figure 7 : Influence du déplacement d'une paroi sur la poussée du sol

### 5.1. Résistance au feu sans éclatement

La structure soumise à la courbe de feu HCM continue à résister sous les charges appliquées pendant 4 heures et 10 minutes. Le mécanisme de ruine consiste en la formation d'une rotule à mi-travée du toit du pont-cadre à cause de l'échauffement des armatures intérieures et de deux autres rotules aux jonctions entre les voiles et le toit dues à l'augmentation du moment de flexion provoqué par les contraintes thermiques.

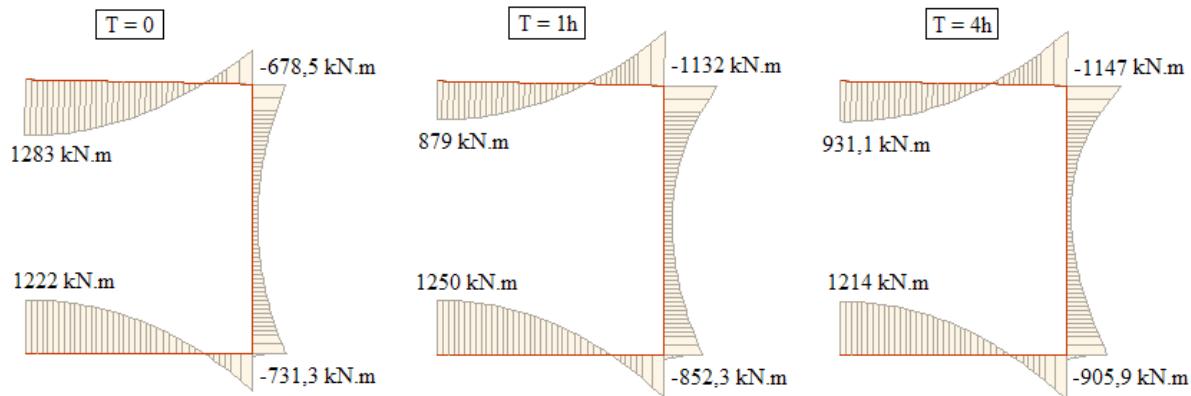


Figure 8 : Diagramme de moment de flexion pendant l'incendie

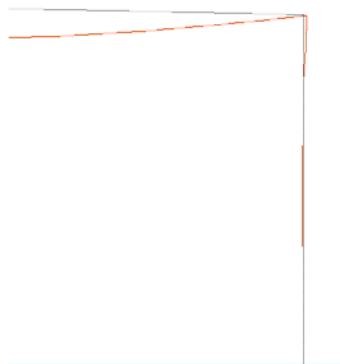


Figure 9 : Déformée du cadre à la rupture amplifiée par 3

### 5.2. Résistance au feu avec éclatement

L'éclatement du béton est modélisé en retirant une couche d'éléments finis toutes les minutes et dont l'épaisseur vaut 3 ou 7 millimètres selon le cas étudié. Les éléments d'acier représentant les armatures du côté le plus exposé à l'incendie sont retirés en même temps que les éléments de béton de même niveau. Deux raisons expliquent ce choix : tout d'abord, le feu HCM conduit rapidement à des températures supérieures à 1200°C lorsqu'elles sont directement exposées à des conditions aussi sévères et ensuite, elles pourraient tomber avec les morceaux de béton si elles ne sont pas ancrées dans le béton restant.

Outre le fait que les éléments de béton ne participent plus à la reprise des efforts, l'éclatement a pour conséquence de voir la température augmenter à une vitesse bien plus importante dans la section. Les Figures 10 et 11 montrent l'évolution de la température dans les armatures intérieures et extérieures des voiles, toujours sous la courbe au feu HCM. La température de 1200°C dans les armatures intérieures coïncide avec la disparition de ces éléments. L'évolution de la température dans les armatures extérieures est très lente vu que l'épaisseur de béton les protégeant est très importante, même avec éclatement.

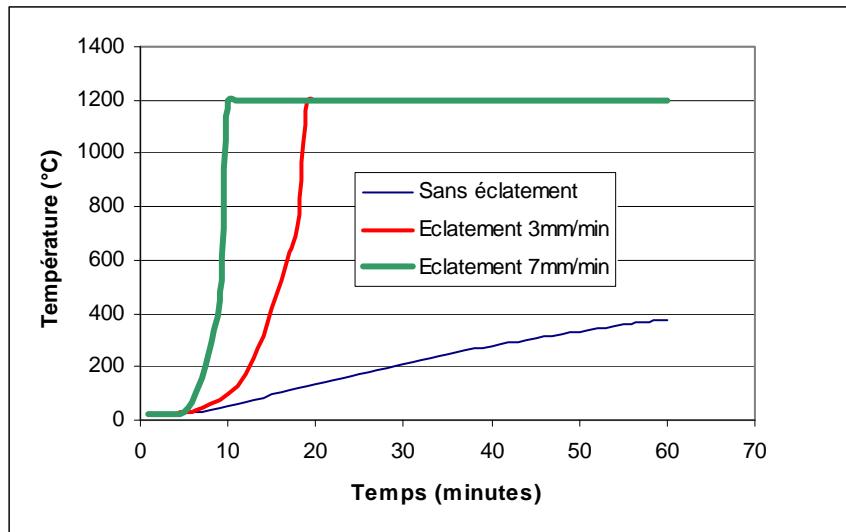


Figure 10 : Evolution de la température dans les armatures intérieures des voiles

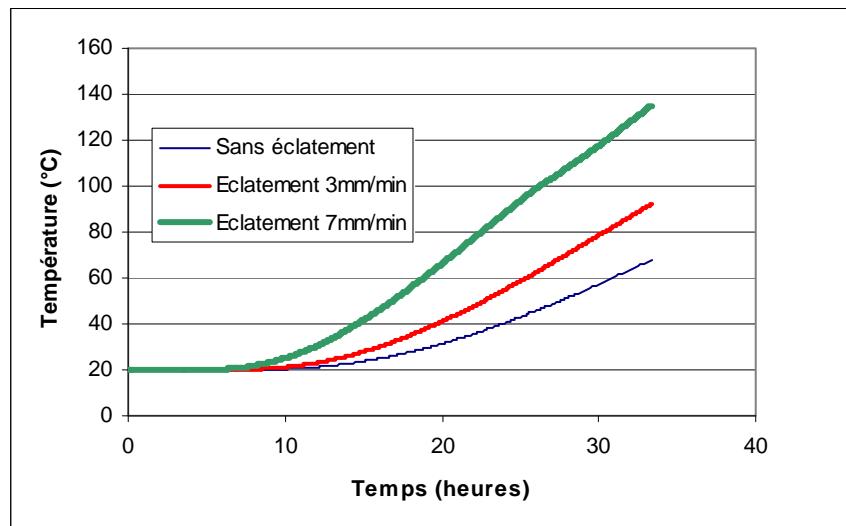


Figure 11 : Evolution de la température dans les armatures extérieures des voiles

Alors que la rupture se produisait après 4h10 sans éclatement, la résistance au feu de la structure n'est plus que de 20 minutes et 11 minutes pour des vitesses d'éclatement de 3 mm/min et 7 mm/min. Ceci s'explique par le fait que les armatures intérieures ne participent plus à la reprise des efforts lorsque l'éclatement atteint une épaisseur supérieure à leur enrobage. Le mode de ruine de la structure ne change pas.

### 5.3. Résistance au feu avec pose d'isolant

La pose d'isolant sur l'intérieur du cadre a pour effet de réduire l'échauffement du béton et empêche l'éclatement de celui-ci. Dans ce cas, on peut s'attendre à ce que la résistance au feu du tunnel soit supérieure à 4h10 puisque c'est la durée qui était obtenue lorsque l'éclatement n'est pas considéré et sans protection thermique.

La structure a été étudiée pour quatre épaisseurs (10 mm, 15 mm, 20 mm et 25 mm) d'un isolant choisi. Les propriétés de cet isolant sont :

- Coefficient de conductivité thermique  $\lambda_p$  : 0,175 W/m.K

- Chaleur spécifique  $c_p$  : 1000 J/kg.K
- Masse volumique :  $\rho_p$  : 870 kg/m<sup>3</sup>
- Teneur en eau  $w_p$  : 0%

Le choix d'une teneur en eau nulle revient à ne pas tenir compte de l'effet positif de la présence d'eau dans le matériau isolant, puisque l'échauffement et l'évaporation de l'eau contribuent à ralentir la montée en température dans l'élément protégé. Dans le cas où le matériau utilisé aurait un coefficient de conductivité thermique différent de celui considéré dans les calculs, on peut admettre en première approximation que les résultats ne seraient pas modifiés à condition de conserver le même rapport  $e_p/\lambda_p$  (résistance thermique).

On considère dans les calculs que :

- Le matériau isolant reste en place pendant toute la durée de l'incendie ;
- Les éventuels joints entre plaques adjacentes ont une influence négligeable ;
- La présence de l'isolant empêche le phénomène d'éclatement dans le béton.

Comme attendu, les résistances au feu obtenues sont nettement supérieures aux valeurs sans isolant. Dans le Tableau 1, on a reproduit que la valeur correspondant à une épaisseur de 10 mm, qui apparaît irréaliste. Un calcul plus poussé devrait tenir compte de la tenue du matériau isolant et du système d'accrochage aux températures élevées. Les valeurs correspondant à des épaisseurs de 15, 20 et 25 mm sont encore plus élevées et donc aussi irréalistes.

	0 mm	10 mm
RF (heures)	4h10	11h40

Tableau 1 : Résistance au feu du tunnel après pose d'un isolant

#### 5.4. Résistance au feu en dehors du foyer

Le paragraphe précédent répond à la question de savoir combien de temps le cadre pourra résister si un scénario choisi se produisait. Toutefois, nous ne connaissons pas la longueur de tunnel qui sera affectée par la rupture dans le cas où celle-ci a lieu.

Des joints de dilatation divisent le tunnel en tronçons indépendants de 20 mètres de large. La largeur calculée du foyer dans le scénario choisi est de 10,5 m. En-dehors du foyer, la montée en température est donnée par une formule reprise dans le SFPE Handbook. Les calculs ont été effectués essentiellement pour montrer que le logiciel SAFIR est capable de résoudre ce problème. Les valeurs obtenues sont ici aussi irréalistes. C'est pourquoi on n'a reproduit dans le Tableau 2 que la valeur correspondant à une distance d'1m par rapport au foyer et pour une épaisseur d'isolation de 10 mm.

Les résultats obtenus sont repris dans le Tableau 2 :

Distance par rapport au foyer :	0 m	1 m
Résistance au feu :	11h40	14h45

Tableau 2 : Résistance au feu du tunnel au-delà du foyer

On voit très clairement que l'augmentation de la résistance est plus grande après un mètre seulement.

#### 5.5. Protection partielle du tunnel

La rupture du cadre, lorsque des éclatements apparaissent, se produit par un mécanisme de ruine comprenant des rotules aux deux coins supérieurs et à mi-travée du toit du cadre. Afin d'éviter la formation de ce mécanisme sans procéder à une protection complète du tunnel, une alternative consiste à ne protéger le tunnel que dans les zones où se forment les rotules, afin que les propriétés mécaniques de l'acier diminuent peu pendant l'incendie dans ces zones critiques.

Afin de déterminer une disposition opportune du matériau isolant, le cadre a été étudié pour différentes configurations de pose d'isolant, en considérant l'éclatement du béton dans les zones non protégées et en utilisant les deux vitesses d'éclatement déjà considérées dans le chapitre précédent (7mm/min et 3 mm/min). Seul le cas d'une épaisseur de protection égale à 10 mm est examiné.

On a montré qu'il est nécessaire de protéger le toit complètement afin d'obtenir une augmentation significative de la résistance au feu du tunnel. Les résistances au feu ainsi obtenues sont de 6h35min (3 mm/min) et 5h30min (7 mm/min).

## 6. CONCLUSIONS

L'influence de la prise en compte de l'éclatement lors du calcul de la résistance au feu d'ouvrages en béton peut s'avérer très importante. Le risque d'apparition de ce phénomène, qui dépend d'un grand nombre de paramètres, peut être réduit en protégeant ces ouvrages avec des plaques d'isolant que l'on veillera à ancrer avec des attaches suffisamment longues ou en ajoutant des fibres de polymères dans le béton lors de la réalisation de l'ouvrage.

On notera également que la présence d'armatures extérieures plus nombreuses dans les coins supérieurs du cadre auraient permis de reprendre les moments de flexion supplémentaires créés par le chargement thermique de la structure et auraient empêché une rupture prématuée.

## 7. REFERENCES

- Anderberg, Y. (1997)** Spalling Phenomena of HPC and OC. *Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST Spec. Publ. 919, L. T. Phan, N. J. Carino, D. Duthinh and E. Garboczi, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Md., USA, 69-73.
- Bažant, Z. P. (1997)** Analysis of pore pressure : thermal stresses and fracture in rapidly heated concrete. *Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, NIST Spec. Publ. 919, L. T. Phan, N. J. Carino, D. Duthinh and E. Garboczi, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Md., USA, 155-164.
- Böstrom, L. (2004)** *Innovative self-compacting concrete – Development of test methodology for determination of fire spalling*, SP Swedish National Testing and Research Institute.
- Both C. (2000)** : Experimental research into passive fire protection measures for the Westerschelde tunnel on the basis of the RWS fire. TNO Report 99 – CVBB – R1478
- CETU (2005)** *Les guides du CETU : Comportement au feu des tunnels routiers*. Ministère de l'Equipement, des Transports, de l'Aménagement, du Tourisme et de la Mer, Centre d'Etudes des Tunnels, France.
- Eurocode 1 (2002)** *Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu*, CEN, Bruxelles.
- Høj N. P. and Pedersen L. (1998)** Full scale tests for assessment of fire risk. Safety in Road and Rail Tunnels No 3, Independent Technical Conferences Ltd, UK, 225-236.
- Khoury G. and Majorana C. (2003)** : *Effect of heat on concrete*, International Centre for Mechanical Sciences, Udine, Italy.
- Kützing, L. (1999)** *Fire Resistance of High Performance Concrete with Fibre Cocktails*. LACER – Leipzig Annual Civil Engineering Report, 4.
- SFPE (1995)** *The SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, 2<sup>nd</sup> edition*, SFPE, Quincy Ma, USA.