

Comportement au feu des tunnels routiers



Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



ministère
de l'Équipement
des Transports
de l'Aménagement
du territoire
du Tourisme et
de la Mer

Chaque tunnel neuf du réseau routier national doit être conçu conformément aux prescriptions de l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, qui prévoit en particulier des dispositions pour le comportement au feu des structures des tunnels routiers et de leurs équipements.

À la demande du comité d'évaluation de la sécurité des tunnels routiers, le Centre d'Études des Tunnels (CETU) a constitué un groupe de travail afin de produire un guide sur le comportement au feu des tunnels routiers destiné aux maîtres d'ouvrages et aux maîtres d'œuvre, afin de faciliter l'application de ces prescriptions.

Le groupe de travail était composé de représentants du CETU, de la direction de la défense et de la sécurité civiles du ministère de l'Intérieur (DDSC), de la division ouvrages d'art et tunnels de la Direction Régionale de l'Équipement d'Île-de-France (DREIF/DOAT), et du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB).

Responsable de production : Pierre Carlotti - CETU
Coordination : Josyane Comas (chargée de communication) - CETU
Maquette et édition : PAO Concept - 69270 Fontaines sur Saône
Image de couverture : tunnel de Foix

**Ministère de l'Équipement, des Transports,
de l'Aménagement du territoire, du Tourisme et de la Mer**
Direction des routes

Comportement au feu des tunnels routiers

Guide méthodologique

Mars 2005

Centre d'Études des Tunnels
25, avenue François Mitterrand - Case n° 1
69674 Bron Cedex
Ventilation-Environnement.CETU@equipement.gouv.fr

ISBN 2-11-084750-6

Table des matières

Introduction	3
1. Les enjeux du comportement au feu	5
2. Réaction au feu	7
2.1. Classification et normalisation de la réaction au feu	7
2.2. Exigences de réaction au feu en tunnel	7
2.2.1. Principe général	7
2.2.2. Revêtements intérieurs	7
2.2.3. Câbles électriques	8
3. Principes pour la prise en compte de la résistance au feu	9
3.1. Objectifs à atteindre	9
3.2. Le problème de la résistance au feu	9
3.3. Courbes température-temps	10
3.4. Justification de la résistance au feu	12
Degré d'analyse G0: évaluation sans calcul	12
Degrés d'analyse G1, G2 et G3	12
4. Prescriptions de résistance au feu	15
4.1. Les niveaux de résistance	15
4.2. Conseils généraux et choix du degré d'analyse	17
4.3. Résistance au feu des structures principales	18
4.3.1. Choix du niveau de résistance	18
4.3.2. Localisation et étendue de l'incendie	20
4.3.3. Méthodologie de calcul	21
4.4. Résistance au feu des structures de second œuvre	21
4.5. Protection contre la chute d'éléments en plafond	23
5. Fonctionnement à la chaleur des équipements	25
5.1. Équipements électriques et télétransmissions	25
5.2. Équipements de ventilation	25
5.2.1. Ventilateurs d'extraction et accélérateurs	25
5.2.2. Trappes de désenfumage et registres	26
Annexe A - Réaction au feu	27
A.1. Introduction	27
A.2. Le système national (classements « M »)	27
A.2.1. Détermination du classement M0	28
A.2.2. Détermination des classements M1 à M4	28
A.3. Le système européen (Euroclasses)	28
A.3.1. Classement principal	28
A.3.2. Les classements additionnels	29
A.3.3. Constituants non-substantiels	29
A.4. Tables d'acceptabilité entre exigences M et Euroclasses	30
Annexe B - Calcul de la température de l'air	31
B.1. Puissance des incendies	31
B.2. Lien avec les températures atteintes	32
B.2.1. Températures maximales	32
B.2.2. Températures de dilution	32

Annexe C - Propagation de la chaleur dans un solide	33
C.1. Introduction	33
C.2. Courbes de températures à prendre en compte	33
C.3. Équations de la thermique	33
C.3.1. Conduction de la chaleur dans le béton	33
C.3.2. Échange thermique par convection	34
C.3.3. Échange thermique par rayonnement	34
C.4. Résolution du problème thermique	35
Annexe D - Écaillage et éclatement des bétons	37
D.1. Définitions	37
D.2. Prise en compte du phénomène	38
D.3. Méthodes	38
Annexe E - Calcul des structures principales	41
E.1. Calcul des efforts sollicitants	41
E.1.1. Combinaisons de chargements	41
E.1.2. Structure isostatique ou incendie sans prise en compte des dilatations thermiques dans le cas des structures hyperstatiques	42
E.1.3. Cas d'une structure hyperstatique quelconque	43
E.2. Vérification des sections	45
E.2.1. Cas du béton armé	46
E.2.2. Cas du béton non armé	46
E.2.3. Diagrammes d'interaction M/N	46
E.2.4. Prise en compte des rotules plastiques (degré d'analyse G2)	46
Annexe F - Essais au feu des structures en béton	49
F.1. Introduction	49
F.2. Principes de l'évaluation de la résistance des structures	49
F.2.1. Textes et documents des référence	49
F.3. Description des essais des systèmes de protection des structures	50
F.3.1. Corps d'épreuve	50
F.3.2. Actions thermiques	51
F.3.3. Chargement mécanique	51
F.3.4. Détermination des échauffements du béton	51
F.4. Exploitation des résultats	51
Annexe G – Essais au feu des trappes	53
G.1. Introduction	53
G.2. Principes de l'évaluation du comportement au feu des trappes de désenfumage	53
G.3. Description des essais	54
G.3.1. Installation d'essais	54
G.3.2. Tolérances de pilotage des installations	54
G.3.3. Critères de performances	54
Bibliographie	55
Textes réglementaires	55
Normes	55
Recommandations	55

Introduction

Chaque tunnel neuf du réseau routier national doit être conçu conformément aux prescriptions de l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, qui prévoit en particulier des dispositions pour le comportement au feu des structures des tunnels routiers et de leurs équipements. Ces prescriptions sont dans le chapitre 4 pour les tunnels à gabarit autorisé supérieur 3,50 m et interdits aux transports de marchandises dangereuses, ainsi qu'aux sections 6.2. pour les tunnels à gabarit réduit et 7.4. pour les tunnels autorisés aux transports de marchandises dangereuses.

Cette instruction technique ne s'applique pas aux tunnels existants du réseau national, ni aux tunnels qui ne sont pas sur le réseau national. Elle donne cependant un référentiel de sécurité sur lequel il est utile de pouvoir s'appuyer. Le présent guide couvre les tunnels existants dans cet esprit : si un tunnel existant ne répond pas aux exigences énumérées, il est possible de faire des analyses plus fines du comportement au feu, par exemple en précisant la répartition spatiale et temporelle des sollicitations thermiques.

Le comportement au feu recouvre la réaction au feu, c'est-à-dire la capacité d'un matériau à prendre part à un feu auquel il est exposé, et la résistance au feu, c'est-à-dire la capacité d'un élément à conserver son rôle malgré le développement du feu. Pour la sécurité en tunnel, le principal but de la réaction au feu est d'éviter que l'incendie ne s'étende en dehors des zones déjà rendues dangereuses par la combustion des véhicules ; les objectifs d'une résistance au feu suffisante sont de permettre l'auto-évacuation des usagers, l'intervention des services de secours selon un niveau de risque acceptable, la tenue de l'ouvrage pour assurer la sécurité des ouvrages environnants. Un objectif supplémentaire est la pérennité de l'ouvrage pour minimiser les coûts et les délais de réparation en cas de sinistre important.

Le présent guide a pour objet d'aider les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre à comprendre les dispositions prévues par l'instruction technique et de leur proposer des méthodes pour atteindre les prescriptions exigées.

1. Les enjeux du comportement au feu

En cas d'incendie en tunnel, la chronologie simplifiée des évènements est la suivante :

1. Phase d'auto-évacuation des usagers
2. Après l'arrivée des services de secours, évacuation aidée des usagers et protection des biens
3. Après extinction, analyse des dommages à la structure
4. Éventuellement, réparations à réaliser

La figure suivante résume les principaux risques pour les usagers et les pompiers.

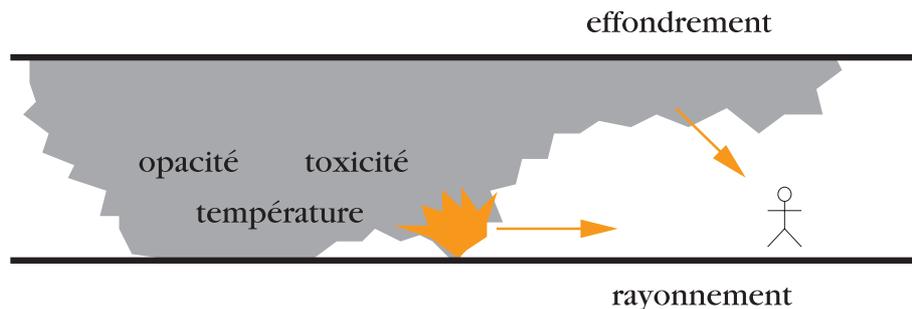


Figure 1. Les dangers pour les personnes (usagers, pompiers) présentes en tunnel

Les durées des phases 1, 2 et 3 sont déterminées par les conditions de tenabilité dans le tunnel pour les usagers et les pompiers, c'est-à-dire les conditions ultimes permettant la survie des usagers et l'intervention des pompiers. Un diagramme des temps de tenabilité pour les personnes (usagers, pompiers) présentes en tunnel est représenté ci-dessous. Ce diagramme n'est bien entendu qu'un exemple schématique, qui montre le cas extrême d'un incendie important et non contrôlé ; l'immense majorité des incendies n'atteint pas de stade incontrôlable.

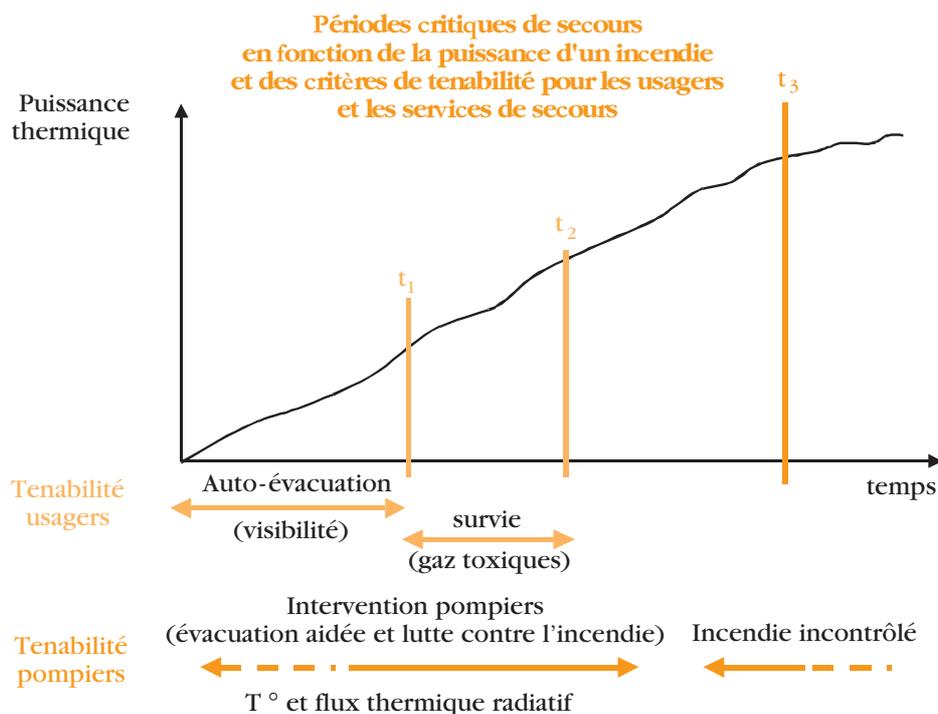


Figure 2. Temps de tenabilité

Un tunnel doit être constitué d'éléments ayant des caractéristiques qui permettent de répondre à plusieurs objectifs en cas d'incendie :

- ▶ la sécurité des usagers présents dans le tunnel lors des phases d'auto-évacuation et d'évacuation aidée;
- ▶ la sécurité des services de secours présents dans le tunnel lors des phases d'évacuation aidée et de lutte contre le feu;
- ▶ la sécurité des usagers et des services de secours présents dans des endroits portés par la structure mais qui ne peuvent pas être évacués rapidement ou qui sont utilisés pour les opérations de secours (par exemple, dans le cas d'un tunnel contigu à un bâtiment à usage d'habitation);
- ▶ la limitation des dommages, du coût de réparation¹ et de la durée de fermeture² de l'ouvrage après un incendie.

Ces objectifs se traduisent par des exigences qui concernent divers aspects du comportement au feu :

- ▶ la réaction au feu d'un matériau est sa capacité à prendre part (ou à ne pas prendre part) à un feu auquel il est exposé, y compris par sa propre combustion; elle caractérise la propension d'un matériau à s'enflammer et à contribuer au développement du feu par production de chaleur ou de fumée;
- ▶ la résistance au feu d'un élément de structure est sa capacité à conserver son rôle malgré le développement du feu; ce rôle comprend une ou plusieurs des fonctions suivantes: capacité à porter une charge, étanchéité (pour éviter la transmission de flammes et de gaz chauds à travers l'élément de structure), isolation (pour éviter la transmission de la chaleur);
- ▶ pour les équipements électromécaniques, il faut ajouter le fonctionnement à la chaleur selon des caractéristiques nominales et dégradées (il est à noter que ce dernier point relève de la résistance au feu, mais qu'il est distingué de la résistance au feu des structures pour la clarté de l'exposé).

¹ Par exemple, pour un tunnel immergé, le coût de réparation de l'ouvrage peut être comparable ou supérieur au coût initial de construction de l'ouvrage.

² Cette durée peut être de quelques heures, quelques jours (comme après la plupart des incendies de poids lourds), quelques mois (incendie de 2001 au Saint-Gothard), voire plusieurs années (incendie de 1999 au Mont-Blanc), en fonction des dommages et des remises à niveau nécessaires.

2. Réaction au feu

2.1. Classification et normalisation de la réaction au feu

L'évaluation des performances de réaction au feu peut se faire selon le système national (classements «M») ou selon le système européen («Euroclasses»). Ces systèmes sont présentés dans l'annexe A. Il est à noter que le système français ne peut pas être employé pour les produits pour lesquels le marquage CE est obligatoire. Le marquage CE se fait progressivement, type de produit par type de produit. Pour les produits de protection passive, ce marquage n'est pas encore disponible.

L'arrêté du ministère de l'intérieur du 21 novembre 2002 (JO du 31 décembre 2002 et modificatif au JO du 15 février 2003) donne des règles d'acceptabilité des euroclasses pour répondre aux exigences M. Dans la suite, on donne les exigences selon les classes M, et le lecteur est renvoyé au tableau de l'annexe A pour les règles d'acceptabilité.

2.2. Exigences de réaction au feu en tunnel

2.2.1. Principe général

La règle générale posée par l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 est que les matériaux de construction soient extrêmement peu combustibles, c'est-à-dire de classe M0.

Cette règle générale n'est pas systématique. Le cas des revêtements intérieurs est abordé ci-dessous. Dans le cas de la chaussée, l'expérience montre que les revêtements bitumineux ne s'enflamment qu'au bout d'un temps supérieur aux objectifs de sauvegarde des usagers, et aussi le plus souvent d'accessibilité des secours, et que cette inflammation ne peut se faire qu'en présence d'un incendie déjà violent. À ce titre, un revêtement bitumineux ne contribue que faiblement à la puissance totale de l'incendie et aux émissions de gaz toxiques ou inflammables durant la phase d'évacuation des usagers. L'instruction technique autorise donc les chaussées en béton bitumineux.

Les couvertures légères, c'est-à-dire les couvertures qui ne supportent aucune charge autre que leur poids propre (ni trafic, ni piétons, ni jardin,...) sont un autre cas particulier: dans ce cas, on admet la classe M2 et la perte locale d'éléments, qui peut renforcer la sécurité des usagers en créant un exutoire pour les fumées.

2.2.2. Revêtements intérieurs

On entend par revêtements intérieurs la peinture et les bardages que l'on met pour revêtir la voûte et les piédroits des tunnels, pour récupérer l'eau d'infiltration ou pour faciliter l'exploitation du tunnel (son lavage en particulier).

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 indique que ces revêtements doivent être de classe M0. La classe M1 peut cependant être admise pour les revêtements qui ne sont pas situés en plafond et sous réserve que des vérifications particulières aient montré qu'il n'y a pas de risque de propagation du feu dans les conditions d'utilisation en tunnel.

À l'heure actuelle aucun essai normalisé en France ne peut certifier la clause de non propagation sous flux d'air. Le test en tunnel à pleine échelle étant très onéreux (et même irréaliste), des travaux de recherche sont en cours pour déterminer les méthodes d'essai possibles. En l'attente d'une solution définitive, les maîtres d'ouvrage ayant dans leurs tunnels des peintures qui ne répondent pas aux spécifications ci-dessous ou des bardages qui ne seraient pas M0 peuvent contacter le CETU pour avis sur la démarche à adopter.

a. Cas des peintures

Dans le cas où le revêtement des piédroits est une peinture de classe M0 ou une peinture de classe M1 et non substantielle (épaisseur < 1 mm et masse < 1 kg/m²), du fait de la très faible charge calorifique associée, on considérera qu'il n'y a pas de risque de propagation significative sous flux d'air. À ce titre, de telles peintures sont admissibles en revêtement latéral.

Si les peintures employées n'ont pas de classement M0 ou M1, on peut utiliser l'arrêté du 21 novembre 2002, qui indique que :

1. Si le support est inerte (ce qui est le cas du béton – voir annexe A), le revêtement constitué par la peinture reste M0 :
 - ▶ si la masse de peinture est inférieure à 0,15 kg par mètre carré humide pour les peintures brillantes,
 - ▶ ou si la masse de peinture est inférieure à 0,65 kg par mètre carré humide pour les peintures mates et satinées ;
2. Si le support est de classe M0 (ce qui est *a fortiori* le cas du béton), le revêtement constitué par la peinture est M1 :
 - ▶ si la masse de peinture est inférieure à 0,35 kg par mètre carré humide pour les peintures brillantes,
 - ▶ ou si la masse de peinture est inférieure à 0,75 kg par mètre carré humide pour les peintures mates et satinées.

Les valeurs ci-dessus correspondent à une utilisation extérieure dans l'arrêté du 21 novembre 2002, car les flux d'air en tunnel correspondent plus à une situation en extérieur qu'à une situation en intérieur.

Les masses de peinture les plus souvent utilisées en tunnel (peintures époxy sans solvant ou époxy en phase aqueuse) sont en général de l'ordre de 0,5 kg par mètre carré humide (correspondant à une épaisseur sèche de 0,3 mm). Ces peintures peuvent être, selon les cas, mates, brillantes ou satinées.

b. Cas des bardages

Dans le cas de revêtements autres que ceux classés sans essai par l'arrêté du 21 novembre 2002, le fabricant doit être capable de justifier de la classe M0 de son produit, ou, pour un usage latéral, de la classe M1 avec justification de l'absence de risque de propagation du feu dans les conditions d'utilisation en tunnel.

2.2.3. Câbles électriques

Les catégories de réaction au feu des câbles sont C1, C2, et C3, dans l'ordre décroissant d'exigence ; les câbles C1 ne propagent pas l'incendie même sous l'action d'un flux d'air ; les câbles C2 s'enflamment modérément sous l'action d'un brûleur et s'éteignent spontanément ; la classe C3 ne présente aucune caractéristique particulière.

L'instruction technique exige que les câbles soient de catégorie C1 sauf s'ils sont placés dans des cheminements protégés des effets d'un incendie. Les câbles circulant dans les aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours, ainsi que ceux situés dans les gaines d'amenée d'air frais doivent aussi être de catégorie C1. Ces derniers doivent en outre répondre aux dispositions de l'article 4 de l'arrêté du 21 juillet 1994 s'il sont placés en nappe et dans une position verticale ou quasi verticale sur plus d'une dizaine de mètres (dans un puits d'amenée d'air frais par exemple).

On n'exige pas de non dégagement de gaz toxiques. En effet :

- ▶ ou bien ces câbles sont en tunnel ou en gaine d'air vicié, et la quantité de gaz toxiques produits par leur combustion reste négligeable par rapport à celle due à la combustion des véhicules ;
- ▶ ou bien ces câbles sont en gaine d'air frais ; dans ce cas, d'une part la probabilité d'inflammation est très faible, et d'autre part les débits d'air frais sont tels (30 à 100 m³/s) que les gaz dégagés n'atteignent pas de concentration dangereuse.

Il est à noter que dans les tunnels de métro, on exige l'absence de dégagement de gaz toxiques car la situation est différente : il y a beaucoup plus de câbles et des débits d'air frais installés bien moindres.

3. Principes pour la prise en compte de la résistance au feu

3.1. Objectifs à atteindre

Les objectifs qui sous-tendent les besoins de résistance au feu en tunnel sont multiples :

- ▶ sécurité des usagers ;
- ▶ sécurité des services de secours et de lutte contre l'incendie ;
- ▶ tenue de l'ouvrage pour assurer la sécurité des occupants des ouvrages environnants ;
- ▶ pérennité de l'ouvrage pour minimiser les coûts et délais de réparation en cas de sinistre important.

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 vise uniquement les trois premiers objectifs dans son paragraphe 4.2.2.

3.2. Le problème de la résistance au feu

Pour prendre en compte la résistance au feu, on distingue traditionnellement deux types d'approches :

- ▶ l'approche descriptive (dite aussi « prescriptive »), qui fixe des obligations constructives sans demander au concepteur une réflexion sur la méthode indiquée ; par exemple, une approche descriptive peut consister à imposer une certaine épaisseur d'enrobage des fers dans une poutre ;
- ▶ l'approche d'ingénierie du feu, qui fixe des obligations de résultats ; le concepteur doit analyser les spécificités de l'ouvrage (y compris son mode d'exploitation), en déduire le feu maximal à prendre en compte, puis par le calcul concevoir les mesures constructives qui permettent de remplir l'objectif.

Pour les tunnels français, on suit une approche intermédiaire entre ces deux extrêmes. L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 est descriptive dans le sens où elle impose des puissances d'incendie et des courbes température-temps, mais elle repose aussi sur de l'ingénierie dans la mesure où elle n'indique pas les dispositions techniques ni les méthodes de dimensionnement qui permettent d'assurer les niveaux de résistance.

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 considère deux types d'incendies :

- ▶ des incendies violents mais non maximaux ;
- ▶ une courbe de température enveloppe de tous les incendies rencontrés en tunnel, et à ce titre maximale, la courbe HCM.

La complémentarité de ces deux types d'incendies (incendie violent mais non maximal et courbe de température enveloppe des incendies maximaux, « maximum maximorum ») permet d'adapter la conception aux enjeux réels. Par exemple :

- ▶ on dimensionne la ventilation principale d'un tunnel selon des « incendies violents mais non maximaux » car même les incendies maximaux ne se développent en général pas immédiatement et durant les premières minutes, voire le premier quart d'heure, un incendie maximal est du niveau d'un incendie « violent non maximal » ; ce laps de temps permet aux usagers d'évacuer rapidement le tunnel ;
- ▶ on dimensionne les structures qui portent des zones qui peuvent être évacuées rapidement ou qui sont au-dessus de zones qui peuvent être évacuées rapidement selon le même principe ;
- ▶ on dimensionne les structures qui portent ou protègent des zones qui ne peuvent pas être évacuées rapidement en faisant l'hypothèse d'un incendie maximal.

3.3. Courbes température-temps

Il n'est pas simple de faire le lien entre des puissances d'incendies et des températures ou des flux de chaleur, qui sont les données d'entrée pertinentes pour la justification des structures. Selon le volume dans lequel se produit l'incendie, le type de combustible, l'alimentation en oxygène, etc., des températures très différentes sont possibles. Outre les puissances stabilisées d'incendie fixées dans l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, différentes hypothèses peuvent être faites sur la montée en puissance d'un tel incendie. Afin de s'affranchir de ces difficultés, l'instruction technique a préféré ne pas laisser au concepteur le calcul des températures, mais imposer les courbes de températures présentées ci-dessous.

Le choix des courbes température-temps a été le résultat d'un compromis entre deux objectifs contradictoires :

- ▶ les courbes à utiliser en tunnel doivent être en nombre aussi restreint que possible et, dans la mesure du possible être les mêmes que dans d'autres domaines (ISO, Eurocode). Ceci est nécessaire pour bénéficier de l'expérience accumulée grâce aux essais et calculs déjà effectués ;
- ▶ les courbes doivent représenter l'évolution spécifique de la température pendant un incendie en tunnel, qui est différent d'un incendie dans un bâtiment en raison de la charge combustible différente et de l'environnement semi-confiné du tunnel.

Dans les **tunnels à gabarit réduit**, une voiture de tourisme en feu ne peut pas produire des températures de l'air élevées (elles restent inférieures à 500 °C), mais les flammes peuvent lécher la structure avec des températures de l'ordre de 800 à 900 °C. Ces chiffres correspondent approximativement à la température maximale de l'air dans le cas de l'incendie simultané de plusieurs voitures ou de celui d'une camionnette ou d'un petit poids lourd. Dans tous les cas, de telles températures ne sont plus atteintes après 60 minutes. La courbe normalisée (CN dite aussi courbe ISO 834) sur une durée de 60 minutes, d'équation :

$$\Theta = 345 \log(8t + 1) + 20$$

où Θ est la température des gaz en degrés Celsius et t le temps en minutes,

a été choisie comme incendie de dimensionnement dans ces tunnels pour les raisons suivantes :

- ▶ elle conduit à des températures comprises entre 800 ° et 950 °C pendant une période comprise entre 20 et 60 minutes ;
- ▶ elle est la plus couramment utilisée et son application est largement connue, si bien que déterminer et vérifier la résistance au feu en utilisant cette courbe ne pose en général pas de problème particulier.

Pour les **tunnels à gabarit normal**, autorisés aux poids lourds (PL), deux cas ont été considérés (figure 3) :

- ▶ les incendies dans lesquels l'augmentation de la température est relativement lente, mais qui sont susceptibles de durer longtemps, sont caractérisés par la même courbe normalisée (CN). Le temps maximal de dimensionnement t_{max} avec cette courbe a été fixé à 240 minutes. Les statistiques disponibles montrent que cette durée est plus longue que tous les incendies de PL sans marchandises dangereuses à l'air libre (à la différence de l'incendie dans le tunnel du Mont-Blanc qui a duré 53 heures et qui a été caractérisé par l'inflammation successive de très nombreux poids lourds) et couvre 90% des incendies de PL impliquant des marchandises dangereuses à l'air libre ;
- ▶ les incendies dans lesquels l'augmentation de température est beaucoup plus rapide que la courbe ci-dessus. Cela se produit en particulier si une grande quantité de matières combustibles et liquides (ou facilement liquéfiables) sont impliquées, que celles-ci soient ou non classées marchandises dangereuses. Ces incendies sont caractérisés par une nouvelle courbe dite « de feu d'hydrocarbures majorée » (HCM) qui atteint 1 200 °C en moins de 10 minutes et une température maximale de 1 300 °C environ 20 minutes plus tard. Cette courbe répond à l'équation suivante (inspirée de la courbe HC de l'Eurocode 1) :

$$\Theta = 1280 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20$$

où Θ est la température des gaz en degrés Celsius et t le temps en minutes.

Cette courbe à montée très rapide n'est pas supposée se prolonger plus de $t_{max} = 120$ minutes.

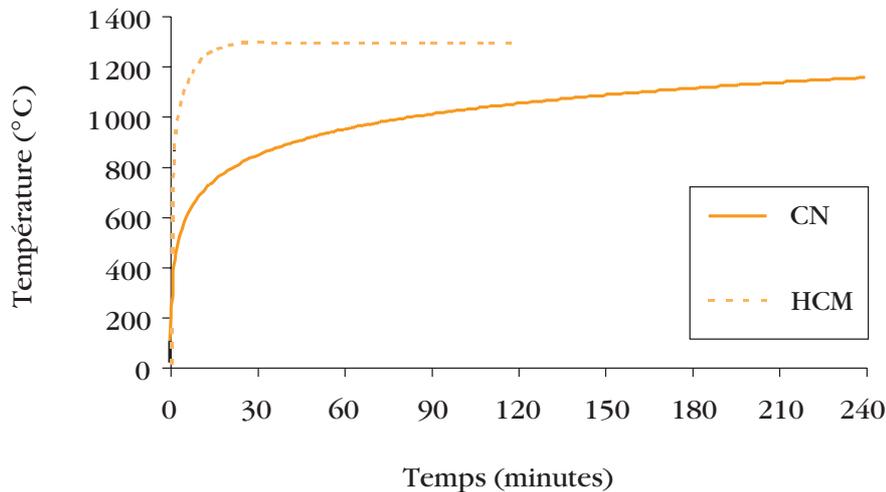


Figure 3. Courbes température-temps retenues

Ces courbes correspondent à des températures très élevées, rencontrées dans les flammes ou à proximité immédiate des flammes seulement, et doivent être appliquées au droit du foyer pour déterminer les flux de chaleur transmis aux parois par convection et rayonnement (voir annexe C). Il est à noter que la courbe HCM est très proche de la courbe RWS qui est réglementaire aux Pays-Bas (voir *Maîtrise des incendies et des fumées dans les tunnels routiers*, AIPCR, 1999); à ce titre, des éléments testés sous la courbe RWS sont considérés comme testés sous la courbe HCM.

Dans certains cas, on peut avoir besoin de la température hors des zones de foyer (par exemple, en ventilation transversale, pour évaluer la température dans les gaines suffisamment loin des trappes d'extraction). Dans ce cas, 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 la ventilation ou naturellement entraîné. Quand la masse d'air chauffée par un incendie de puissance donnée est connue, on peut ainsi calculer des températures de dilution (voir annexe B) qui correspondent à la température de l'air chauffé par l'incendie après que cet air s'est mélangé et a atteint une température homogène. On considère que le mélange est effectif à une distance de l'ordre de quelques diamètres hydrauliques de la trappe par laquelle entre l'air chaud (voir le *Dossier Pilote des Tunnels, fascicule Ventilation*). À ce titre, on ne peut pas exclure que des flammes à très haute température pénètrent dans la gaine au droit des trappes. Pour la puissance de l'incendie, on retiendra dans un tel calcul des valeurs extrêmes: 100 MW pour les tunnels interdits aux transports de marchandises dangereuses (TMD), 200 MW pour les tunnels autorisés aux TMD. Afin d'éviter la redéfinition de termes sources différents pour chaque projet et de permettre une certaine comparaison des niveaux retenus, on utilisera les termes sources standardisés introduits dans l'annexe C du fascicule 4 *Étude spécifiques des dangers* du guide des dossiers de sécurité, édité par le CETU.

3.4. Justification de la résistance au feu

D'une manière générale, la justification de la résistance au feu peut se faire, comme rappelé dans l'instruction technique :

- ▶ par réalisation d'essais ;
- ▶ par référence à des essais antérieurs ;
- ▶ par le calcul ;
- ▶ ou par une combinaison de ces différents moyens.

Cependant, un essai ne peut presque jamais représenter à lui seul une structure sous un chargement complexe. À ce titre, le calcul, soit seul, soit utilisé pour transposer des résultats d'essais, est toujours nécessaire afin de réaliser une analyse d'une structure soumise à un incendie.

Une gradation de cette analyse est proposée, afin d'adapter sa complexité aux différents enjeux, et en particulier au type de structure et au niveau de résistance prescrit. Cette gradation de l'analyse est fondée sur les règles de l'art tirées de la norme française P92-701 et son amendement XP P92 701/A1 (document technique unifié Feu Béton ou DTU Feu Béton) et de l'XP ENV 1992-1.2 (Eurocode 2 partie 1.2)³. La complexité nécessaire de l'analyse résulte de la configuration d'ensemble de la structure étudiée et des niveaux de résistance à atteindre (voir chapitre 4).

Degré d'analyse G0 : évaluation sans calcul

L'absence de calcul ne signifie pas qu'il y a absence de vérification. Cette analyse passe par un examen des conditions de liaison des éléments de structure et consiste à s'assurer que les redistributions de sollicitations en cas d'incendie ne sont pas de nature à créer des modifications dans le schéma statique. En particulier, il convient d'intégrer dans cet examen les effets des plastifications locales possibles et les déformations en découlant.

Degrés d'analyse G1, G2 et G3

Les degrés d'analyse G1, G2 et G3 nécessitent le recours à des calculs de complexité croissante :

- ▶ degré **G1** : évaluation par **calcul simplifié** ;
- ▶ degré **G2** : évaluation par **calcul standard** ;
- ▶ degré **G3** : évaluation par **calcul avancé**.

Dans le tableau ci-après, on définit pour chaque degré d'analyse les grandes lignes des investigations auxquelles il peut être fait référence dans un cahier des charges de diagnostic de résistance au feu des structures principales.

³ Ce document a été conçu pour une bonne applicabilité aux structures en béton (non-armé, armé ou précontraint). Des structures métalliques ou mixtes acier-béton ne sont pas interdites dans les tunnels et tranchées couvertes. L'application de l'Eurocode 3 est possible pour les calculs de résistance au feu, mais les niveaux de vérification imposés par l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 ne permettent pas de justifier de telles structures (sauf pour le niveau N0). Lorsque le niveau de résistance exigé est au moins le N1, il est donc nécessaire soit d'avoir recours à une protection des aciers apparents, soit de négliger la résistance de ces aciers apparents (ce qui est possible dans le cas de structures mixtes).

	G1	G2	G3
<p>1. Évaluation du champ de température dans l'élément:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ utilisation d'abaques (ex: courbes DTU ou EC2) ➤ calcul thermique simplifié: caractéristiques thermophysiques (λ, ρ, c_p) supposées constantes ➤ calcul thermique plus fin: les caractéristiques thermophysiques varient avec la température 	✓		✓
<p>2. Détermination des sollicitations mécaniques:</p> <p><i>a. Selon modèle linéaire :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ déformation thermique linéaire dans les sections, définie par une dilatation moyenne et une courbure calculées de sorte qu'elles soient équivalentes à la déformation thermique réelle ➤ sections élastiques de rigidités dépendant de la rigidité des matériaux de la section, en fonction de la température locale <p><i>b. Selon modèle linéaire dans sa globalité (voir cas ci-dessus), mais non linéaire localement :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ prise en compte d'une ou de plusieurs rotules plastiques à chaque fois qu'un effort résistant ELU est atteint dans une section (soit par augmentation de l'effort sollicitant, soit par réduction de l'effort résistant du fait de la température) ➤ prise en compte des changements de conditions d'appui (butées, soulèvements,...) ➤ éventuellement prise en compte d'une certaine quantité de béton disparue par écaillage, cette quantité étant établie sur la base d'essais. <p><i>c. Selon modèle complètement non-linéaire :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ déformation réelle dans les sections (prise en compte des autocontraintes dues au profil de température non linéaire) ➤ matériaux élasto-plastiques dont la loi de comportement est associée à la température locale ➤ prise en compte de la fissuration du béton tendu par modèle de comportement ➤ non linéarités liées au changement des conditions d'appui ➤ prise en compte des grands déplacements ➤ prise en compte d'une certaine quantité de béton disparue par écaillage, cette quantité étant établie sur la base d'essais effectués 	✓	✓	✓
<p>3. Mode de vérification de la résistance de la structure:</p> <p><i>a. Selon modèle linéaire :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ admissibilité des efforts calculés en regard des efforts résistants calculés à chaud (réduction de résistance du fait de la température) des sections à l'ELU <p><i>b. Selon modèle linéaire dans sa globalité, mais non linéaire localement :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ admissibilité des déformations mécaniques des matériaux des rotules plastiques ➤ stabilité globale de la structure : nombre de rotules plastiques inférieur ou égal au degré d'hyperstaticité <p><i>c. Selon modèle complètement non-linéaire :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - admissibilité des déformations mécaniques partout dans la structure. 	✓	✓	✓

Selon l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, «*Dans l'état actuel des modélisations numériques, le calcul ne pourra être utilisé seul pour justifier une structure en béton lorsqu'il y a risque d'éclatement*⁴ de celui-ci. Ce risque existe systématiquement lorsque la courbe HCM est utilisée et peut exister lorsque la courbe CN est utilisée avec des bétons à hautes performances». Le développement des connaissances relatives aux phénomènes d'écaillage et d'éclatement des bétons et l'évolution attendue de la modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des bétons devraient permettre à terme de prédire par le calcul le comportement des bétons soumis à de hautes températures. Pour l'instant, on ne dispose que de méthodes forfaitaires qui sont présentées en annexe D.

Lorsqu'il y a risque d'éclatement, des essais doivent donc être réalisés de façon à quantifier l'épaisseur de béton affectée, ou la capacité d'une protection à empêcher cet éclatement et à ralentir la propagation de la chaleur dans la structure.

Généralement, pour des raisons de faisabilité, les essais sont réalisés sur des éléments qui ne sont pas strictement identiques aux structures du tunnel (chargement différent, portée différente ou conditions aux limites différentes). Cependant, ils doivent respecter au minimum les épaisseurs, la formulation du béton, le ferrailage (type d'acier, diamètre des barres et quantité), les enrobages et la mise en œuvre (voir annexe F). De ce fait, les essais seuls ne sont jamais suffisants et doivent être complétés :

- ▶ lorsqu'on réalise un essai en four directement sur un élément de structure, la structure complète doit être vérifiée par le calcul suivant les conditions de l'instruction technique, avec éventuellement réduction de l'épaisseur de béton pour prendre en compte l'écaillage réellement observé lors de l'essai ;
- ▶ lorsqu'on utilise un système de protection ayant déjà donné lieu à un essai, le calcul doit être réalisé sur la structure réelle en appliquant, à l'interface entre la protection et le béton, la température mesurée derrière la protection lors de l'essai. Un tel calcul est nécessaire car même des températures acceptables vis-à-vis de la résistance des matériaux peuvent produire des dilatations thermiques et des efforts que ne peut reprendre la structure dans certains cas. L'épaisseur de protection doit donc être dimensionnée suivant ces considérations (voir section 4.2).

⁴ Dans l'instruction technique, on entend par éclatement du béton à la fois les phénomènes d'écaillage et d'éclatement tels que définis dans l'annexe D.

4. Prescriptions de résistance au feu

4.1. Les niveaux de résistance

Les exigences de l'instruction technique ont été fixées en tenant compte de l'ensemble des enjeux : comme les incendies très graves sont extrêmement rares, des dépenses élevées pour s'en protéger ne sont justifiables que si elles permettent d'éviter des conséquences trop importantes.

Les coûts de protection dépendent de la courbe température-temps retenue, de la durée de résistance et des matériaux constituant la structure. En dehors des bétons à hautes performances, les actions thermiques induites par la courbe CN ne provoquent habituellement pas d'écaillage, si bien que les dispositions pour la résistance au feu ne sont dans ce cas pas très onéreuses et consistent principalement en une épaisseur suffisante de recouvrement de béton pour protéger le ferrailage, ainsi qu'à des augmentations de ferrailage dans certaines zones pour reprendre les efforts dus aux dilatations thermiques gênées. La protection des structures en béton est beaucoup plus coûteuse si l'on utilise la courbe HCM, car il est en général nécessaire de mettre en place un matériau de protection pour limiter la température au niveau des armatures métalliques et éviter l'écaillage.

Afin de répondre aux objectifs décrits dans le chapitre 3.1., quatre niveaux de résistance au feu ont été définis. Ils correspondent à des exigences croissantes et sont décrits d'abord pour les tunnels à gabarit normal ($\geq 3,50$ m) et ensuite pour les tunnels à gabarit réduit.

Niveau N0

Ce niveau correspond à la vérification de l'absence de risque d'effondrement en chaîne en cas de rupture locale : la perte d'un élément ne doit pas provoquer un report de charge sur d'autres parties de la structure qui puisse entraîner leur rupture. Cette exigence doit être vérifiée pendant l'incendie et après l'extinction de celui-ci, pendant la phase de refroidissement.

Un élément d'appui ne peut être classé N0 tout seul, puisque la perte de l'appui conduit à la perte de l'élément qu'il porte. C'est donc l'ensemble de l'appui et de ce qu'il porte qui doit être considéré comme élément de structure subissant une rupture locale.

Le niveau N0 constitue l'exigence minimale à laquelle doit satisfaire toute structure. Il correspond dans la plupart des cas aux règles de l'art de base de l'ingénierie. Sa particularité est qu'il ne dépend pas des courbes température-temps : il faut supposer une rupture locale et vérifier la non propagation en chaîne. On peut donc facilement trouver des exemples de structures qui résistent à un incendie CN pendant deux heures, ou même à un incendie HCM pendant 2 heures, mais qui ne sont pas N0.

Le niveau N0 s'applique lorsqu'une rupture locale près du foyer ne présente pas de conséquences dommageables pour la sécurité des usagers et des équipes de secours susceptibles de se trouver dans d'autres zones où la température n'est pas aussi élevée.

Les structures qui doivent répondre aux niveaux de résistance plus élevés décrits ci-après doivent aussi satisfaire à cette exigence.

Niveau N1

Ce niveau correspond à une résistance à la courbe normalisée (CN) pendant 120 minutes, ce qui est noté CN 120. Dans la majorité des incendies, mais pas les plus violents, le niveau N1 assure la résistance de la structure pendant la durée nécessaire pour les opérations de secours. Il s'applique aux éléments de structure qui assurent une fonction importante pour les opérations de secours, lorsque cette fonction

(désenfumage par exemple) n'est en tout état de cause pas dimensionnée pour l'incendie maximal possible. La durée nécessaire pour les opérations de secours est fixée à 120 minutes par l'instruction technique. Comme l'indique l'instruction technique, elle peut être réduite, sous réserve d'un accord entre les différents services locaux concernés, pour tenir compte des conditions particulières d'intervention des secours ou de la configuration des lieux. On verra page 20 que des calculs complémentaires sont en général à réaliser quand l'exigence de l'instruction technique est le niveau N1.

Niveau N2

Ce niveau correspond à une résistance à la courbe HCM pendant 120 minutes, ce qui est noté HCM 120. Il s'applique aux structures qui doivent être préservées quelle que soit la violence de l'incendie pendant les durées nécessaires pour les opérations de secours ou pour évacuer vers l'extérieur les personnes présentes dans les abris. Ces durées peuvent être réduites, sous réserve d'un accord entre les différents services locaux concernés, pour tenir compte des conditions particulières d'intervention des secours ou de la configuration des lieux.

Niveau N3

Ce niveau requiert une résistance à la fois à la courbe normalisée pendant 240 minutes (CN 240) et, séparément, à la courbe HCM pendant 120 minutes (HCM 120). Il s'applique aux structures qui doivent résister au pire incendie possible pendant sa durée maximale.

Pour les niveaux N2 et N3, une conception classique rend presque systématiquement nécessaire des protections rapportées. En revanche, une conception prenant en compte le feu dès le début du dimensionnement, avec éventuellement des bétons spéciaux (par exemple comportant des fibres de polypropylène), permet de faire l'économie des protections rapportées, mais nécessite en général un essai pour valider la composition du béton.

Dans les tunnels dont le gabarit est inférieur à 3,50 m, la définition du niveau N0 est la même que ci-dessus; les niveaux N1, N2 et N3 correspondent tous à une résistance à la courbe CN pendant 60 minutes, car un incendie n'est pas supposé durer plus longtemps ni produire des températures supérieures dans ces tunnels.

Le tableau 1 récapitule les définitions des quatre niveaux de résistance.

Tableau 1. Définition des niveaux de résistance

Niveaux de résistance	Gabarit > 3,50 m	Gabarit ≤ 3,50 m
N0	Pas de risque d'effondrement en chaîne	
N1	CN 120	CN 60
N2	HCM 120	CN 60
N3	HCM 120 et CN 240	CN 60

Les exigences N1 à N3 sont définies dans l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 par référence à l'arrêté du 3 août 1999, et sont soit de type stabilité au feu (**SF** dans le système français, **R** dans le système européen), soit de type coupe-feu (**SF + PF + CF** dans le système français, **REI** dans le système européen) selon la fonction à assurer.

L'arrêté du 3 août 1999 a été abrogé et remplacé par l'arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages. Les classifications SF/PF/CF (stable au feu, pare-flamme, coupe feu) sont remplacées par les classes européennes R, E, I (résistance, étanchéité, isolation).

C'est bien entendu l'arrêté du 22 mars 2004 qui est maintenant à appliquer aussi pour les tunnels. Les règles d'acceptabilité entre les anciennes et les nouvelles classifications sont fixées en annexe 5 de l'arrêté du 22 mars 2004.

4.2. Conseils généraux et choix du degré d'analyse

Le degré d'analyse (G0 à G3) doit être choisi en fonction du niveau de résistance nécessaire et du type de calcul à faire (dimensionnement ou vérification).

Pour des calculs de dimensionnement d'une **structure neuve**, on retiendra en général les choix suivants :

- ▶ niveau d'exigence N0 : degré G0 ;
- ▶ niveau d'exigence N1 : degré G1 ou G2 ;
- ▶ niveau d'exigence N2 ou N3 : une analyse économique doit être faite pour déterminer ce qui est le plus pertinent, entre :
 - un degré d'analyse G1 assorti de protections thermiques projetées ou par plaques rapportées⁵,
 - ou un degré d'analyse G2 ou G3 sans protection mais avec des essais en four pour caractériser le phénomène d'écaillage,
 - ou un degré d'analyse G3 comprenant l'usage de techniques innovantes et des essais en four.

Pour des calculs de vérification de **structures existantes**, hormis le cas où seul le niveau N0 est prescrit, on fera un raisonnement en cascade : on commencera par appliquer le degré d'analyse G1. Si la résistance de la structure est démontrée, il n'est pas nécessaire d'aller plus loin. Dans le cas contraire, cette analyse doit permettre d'identifier les points faibles de la structure, et de se poser la question de la pertinence des hypothèses prises (au besoin par une analyse de sensibilité à certains choix de modélisation, afin de juger de la robustesse du calcul). On réalise alors dans ce cas des vérifications de niveau G2, puis G3 le cas échéant. En effet, la complexité croissante des degrés d'analyse permet d'être de plus en plus précis, et donc de justifier des structures qui *a priori* ne seraient pas justifiées par un degré d'analyse plus bas, mais ceci au prix d'une complexité croissante des modèles. Le degré G3 étant extrêmement complexe, on ne l'abordera que si l'enjeu est important (sinon, on se contentera de proposer une solution utilisant des protections thermiques).

Quand des essais sont à réaliser pour un ouvrage neuf, on utilisera le même béton pour les essais que pour les structures à réaliser. Pour les ouvrages existants, il est en général impossible de découper dans l'ouvrage une dalle de dimension suffisante pour les essais (voir annexe G). Dans ce cas, et dans l'état actuel des connaissances sur l'écaillage, on analysera le béton de l'ouvrage et l'essai sera réalisé sur un béton neuf ayant les mêmes caractéristiques principales (résistance caractéristique, module d'Young, porosité, teneur en eau, type de granulats, etc).

Dans certains cas, l'espace de tunnel à vérifier comporte une dalle inférieure ou un radier, ou bien la dalle de chaussée sépare l'espace de trafic d'une galerie de sécurité ou d'un cheminement d'évacuation. Il importe dans ce cas d'en justifier la résistance au feu en fonction des exigences qui correspondent à leur fonction (participation à la structure de l'ouvrage, séparation avec un second espace de trafic, séparation avec une galerie de sécurité ou un cheminement d'évacuation, etc.). Pour pratiquer cette justification, on peut si nécessaire prendre en compte l'effet isolant de la chaussée (voir ci-dessous).

Dans le cas des tunnels de gabarit inférieur à 3,50 m, une analyse de niveau G0 ou G1 est en général suffisante, car les niveaux N1, N2 et N3 correspondent tous trois à une tenue 60 minutes sous la courbe normalisée.

⁵ Les systèmes de protection thermique couramment utilisés sont principalement de deux natures :

- les systèmes projetés, dont la mise en œuvre est assurée par voie humide ;
- les protections par plaque de parement fixées directement contre les parois à protéger.

À noter également l'existence de panneaux de fond de coffrage, qui peuvent également assurer la fonction pour les structures neuves.

Cas particulier des structures protégées par revêtement rapporté

Lorsque l'on utilise un revêtement rapporté pour protéger une structure, la démarche à utiliser pour le dimensionnement et la vérification est la suivante :

- ▶ choix du matériau de protection et de son épaisseur afin de garantir une température maximale prédéfinie à l'interface avec le béton ;
- ▶ dimensionnement de la structure en prenant en compte cette température à la place de la courbe température-temps.

Il est judicieux de retenir une température d'interface suffisamment faible, afin de limiter le dimensionnement de la structure. On peut par exemple retenir une température entre 250 et 400 °C. La température réelle atteinte à l'interface doit être évaluée par des essais au cours desquels il faut veiller à ce que le système qui assure l'accrochage ou l'adhérence du revêtement sur la structure soit identique à celui qui sera utilisé sur le tunnel.

Il convient de procéder à un calcul de vérification de la structure, car même des températures acceptables vis-à-vis de la résistance des matériaux peuvent produire des dilatations thermiques et des efforts que ne peut reprendre la structure dans certains cas. Une température d'interface suffisamment faible permet de se contenter dans tous les cas d'un niveau d'analyse G1.

Lorsque l'élément de structure à protéger est sous chaussée, on ne peut pas employer de matériaux isolants, car ils n'ont pas les bonnes caractéristiques mécaniques pour porter les véhicules. Il vaut mieux alors prendre en compte la charge thermique dans le dimensionnement de la dalle, par exemple au moyen d'un sur-enrobage des aciers (en effet, dans ce cas, même s'il y a écaillage, les écailles restent en place et le béton endommagé continue de jouer un rôle de protection thermique).

4.3. Résistance au feu des structures principales

4.3.1. Choix du niveau de résistance

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 impose des exigences de résistance au feu pour les tunnels revêtus, les tunnels immergés et les tranchées couvertes. Il est à noter que le choix du niveau de résistance au feu d'un ouvrage ne dépend pas du fait que ce tunnel est autorisé ou non au transports de marchandises dangereuses. En effet, les graves incendies survenus ces dernières années dans les tunnels européens ont montré que des marchandises combustibles mais non classées comme dangereuses par la réglementation pouvaient alimenter des incendies extrêmement violents.

Le tableau 2 décrit les exigences en terme de résistance au feu des structures principales de ces ouvrages.

Tableau 2. Niveaux de résistance au feu requis pour les structures principales des tunnels revêtus, des tunnels immergés et des tranchées couvertes

	Niveau de résistance
<p>Cas général (pas de risque d'inondation ou d'envahissement catastrophique par le terrain ni de risque de dommages graves en surface ou pour d'autres constructions proches):</p> <p><i>a. Cas où une rupture locale est sans conséquence sur la sécurité des usagers ou des services de secours pouvant être présents ailleurs dans le tunnel</i></p> <p><i>b. Structure qui supporte une voie routière ou une zone accessible aux piétons avec:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ possibilité d'interdire la circulation sur la voie portée ou d'évacuer la zone en un temps court ➤ impossibilité d'interdire la circulation sur la voie portée <p><i>c. Structure nécessaire pour maintenir la stabilité d'un autre tube ou la séparation avec celui-ci:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ avec existence de communications directes avec l'extérieur et possibilité d'interdire la circulation dans le second tube en un temps court ➤ avec existence de communications directes avec l'extérieur et impossibilité d'interdire la circulation dans le second tube en un temps court ➤ en l'absence de communications directes avec l'extérieur <p><i>d. Structure dont une rupture locale risque de couper une gaine de ventilation ou des câbles longitudinaux:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ qui sont importants pour les opérations de secours ➤ qui sont indispensables pour l'utilisation des abris et des cheminements qui permettent d'y accéder par l'extérieur 	<p>N0</p> <p>N1</p> <p>N2 ou N3 (*)</p> <p>N1</p> <p>N2 (**)</p> <p>N2</p> <p>N1</p> <p>N2</p>
Risque d'inondation ou d'envahissement catastrophique par le terrain	N3
Risque de dommages graves en surface ou pour d'autres constructions proches	N3 (***)

* Selon le caractère stratégique ou non de la voie (par exemple, cas d'une voie autoroutière à très fort trafic).

** Ce cas n'apparaît pas dans le tableau de synthèse en annexe 2 de l'instruction technique.

*** Pour les tunnels de gabarit autorisé inférieur à 3,50 m, on retiendra un niveau CN240, CN180 ou CN120 pour un bâtiment, selon sa nature (immeuble de grande hauteur, établissement recevant du public ou établissement classé en raison du risque d'incendie, autre bâtiment, voir §6.2 de l'instruction technique).

Le niveau de résistance N0 d'une structure garantit seulement qu'une rupture locale ne risque pas de provoquer d'effondrement en chaîne. Par conséquent, lors d'un incendie, même faible, une telle structure peut s'effondrer assez rapidement, mais cette rupture doit rester locale, limitée aux zones où toute survie des usagers est impossible.

Le niveau N0 doit aussi être recherché pour les ouvrages présentant une ouverture légèrement supérieure à 1 m² par mètre linéaire de voie et qui, par conséquent, ne sont pas soumises à la circulaire 2000-63.

Pour les structures neuves devant répondre à une exigence N0, le maître d'ouvrage peut décider de choisir un niveau plus élevé, par exemple le niveau N1, voire un niveau intermédiaire (CN 60 par exemple), afin d'éviter des sujétions de réparations et de faciliter l'intervention des services de secours au droit du foyer.

Pour les tunnels à gabarit autorisé supérieur à 3,50 m, le niveau N2 est toujours difficile à respecter. Pour l'obtenir, il faudra dans la plupart des cas prévoir ou bien une protection thermique en fond de coffrage,

ou bien une protection thermique rapportée, ou bien des bétons spéciaux. Le surcoût du niveau N2 par rapport au niveau N1 peut donc être très important.

Pour les tunnels dans lesquels des éléments de la structure d'un tube sont nécessaires pour la stabilité du second, l'instruction technique contient des dispositions spécifiques (niveaux N1 ou N2 selon que le tunnel est équipé ou non d'accès directs à l'extérieur). Pour les ouvrages existants, la vérification peut être problématique, en particulier pour les tranchées couvertes doubles. Il convient dans ce cas de faire un état des lieux du niveau de résistance de la structure, et d'adapter le plan d'intervention en conséquence si le niveau de résistance reste acceptable, ou d'engager des travaux de rénovation lourde si ce n'est pas le cas. Dans le cas des ouvrages neufs de gabarit autorisé supérieur à 3,50 m, la nécessité de respecter un niveau N2 si le tunnel n'est pas équipé d'accès directs à l'extérieur peut conduire à retenir :

- ▶ un type de structure qui permette que la stabilité d'un tube n'engage pas celle du second, même si ce type de structure est plus complexe de celui que l'on retiendrait indépendamment des considérations sur l'incendie ;
- ▶ ou bien de mettre en place des accès directs à l'extérieur utilisables par les services de secours (un bon exemple est le cas d'une tranchée couverte double située à une profondeur supérieure à 15 m).

Pour les structures qui ne sont soumises qu'à une exigence de niveau N1 mais qui portent des zones à évacuer rapidement (voirie, espace piétonnier, etc.), il est recommandé de réaliser un calcul complémentaire (non prévu explicitement par l'instruction technique), afin de déterminer la durée de stabilité réelle au feu sous les courbes HCM de cette structure. En effet, un feu très violent, même très improbable, est toujours possible, et la durée de stabilité réelle de la structure dans ces conditions doit être connue. C'est un élément d'appréciation supplémentaire qui est à prendre en compte dans l'établissement des modalités d'intervention des forces de secours. De même, pour une structure soumise uniquement à une exigence de niveau N0, il est souhaitable de déterminer la stabilité réelle au feu sous la courbe CN.

4.3.2. Localisation et étendue de l'incendie

Lorsqu'un incendie se déclare dans un tunnel ou une tranchée couverte, sa localisation (près des parois, sur la chaussée, en haut d'un camion...), sa zone d'étendue (en latéral, mais aussi en longitudinal) et son intensité peuvent varier. Tout ceci entraîne, selon les cas, des variations de la distribution des températures au sein des structures principales (l'incendie peut chauffer différemment une partie plus ou moins importante des structures, voire l'intégralité de la structure). De plus, le mouvement des fumées selon le type de ventilation (transversale ou longitudinale) modifie également cette distribution des températures.

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 ne donne aucune indication sur la localisation et l'étendue de l'incendie, se limitant à la courbe de montée en température des gaz (CN ou HCM) au cours du temps. Par conséquent, il convient, lors de la vérification de la tenue au feu d'une section, de rechercher le cas le plus défavorable pour la section à vérifier.

En pratique, les efforts induits par l'échauffement sur une structure hyperstatique sont très défavorables au niveau des sections où ces déformations sont le plus gênées (aux encastresments par exemple), alors qu'ils peuvent avoir un effet favorable pour d'autres sections pour lesquelles ils contribuent à réduire les efforts (à mi-travée du plafond par exemple). Dans ces dernières sections, il est néanmoins possible que ces efforts deviennent défavorables si les moments s'inversent. Il est ainsi nécessaire, lors de la conception ou de la vérification du niveau de résistance, de prendre en compte deux scénarios (voir annexe E) pour les structures hyperstatiques :

- ▶ un scénario où l'on applique les courbes CN ou HCM sur les faces intérieures de l'ensemble des composants du tunnel ou de la tranchée couverte (parois latérales, plafond...), ce qui correspond au cas le plus défavorable en pratique pour les sections situées au niveau des encastresments ;
- ▶ un scénario où l'on néglige les contraintes créées par l'échauffement (le seul effet de l'incendie est alors un affaiblissement de la résistance de la structure), ce qui correspond au cas d'un incendie de faible étendue. Ce cas est le plus défavorable en pratique pour les sections situées au milieu du plafond.

Il est toutefois loisible au concepteur de rechercher d'autres scénarios qui seraient plus défavorables pour les sections à vérifier, par échauffement partiel des composants du tunnel ou de la tranchée couverte (plafond, partie des parois latérales...).

Dans le cas d'un élément de structure isostatique, la position de l'incendie n'a pas d'incidence sur les efforts sollicitants car, la structure étant libre de se déformer, les dilatations thermiques ne génèrent pas d'efforts. On se contente donc de vérifier le cas de l'incendie appliqué au niveau des sections les plus critiques.

4.3.3. Méthodologie de calcul

Alors que la vérification du niveau de résistance N0 ne nécessite généralement pas de calcul, mais une réflexion sur la stabilité en chaîne de la structure (degré d'analyse G0), la vérification des niveaux de résistance N1, N2 ou N3 requiert une même méthodologie de calcul qui peut se décomposer en trois étapes :

- ▶ un calcul thermique permettant d'évaluer le champ de température au sein de la structure (voir annexe C) ;
- ▶ un calcul des efforts dans la structure avec la prise en compte des efforts induits par les dilatations thermiques lorsqu'ils sont défavorables dans les structures hyperstatiques (voir annexe E) ;
- ▶ la vérification des sections en prenant en compte le fait que les caractéristiques mécaniques des matériaux varient avec la température (on prendra comme référence le DTU feu ou l'Eurocode 2 partie 1.2.⁶). Le cas échéant, les rotations dans les rotules plastiques doivent également être vérifiées (on prendra comme valeurs limites les rotations limites données dans le DTU Feu pour les dalles d'épaisseur inférieure à 25 cm et celles données dans l'Eurocode 2 pour les dalles plus épaisses).

La combinaison retenue est l'état limite accidentel, où toutes les charges sont affectées du coefficient 1. Si le tunnel supporte des voies accessibles aux véhicules ou aux piétons, on prendra en compte la valeur fréquente de ces charges lorsque le niveau de vérification est N2 (voie portée à conserver pendant au moins deux heures). Lorsque le niveau de vérification est N1 (voie portée à fermer rapidement) on prendra en compte uniquement la charge permanente pour les calculs de dimensionnement. Dans ce cas, on fera un calcul complémentaire (non prévu par l'instruction technique) qui évalue la durée de résistance de la structure sous courbe HCM et charges fréquentes. Cette durée sera comparée au délai de fermeture prévu pour l'ouvrage.

Lorsqu'une structure de tunnel porte une voie routière ou ferrée, on choisira la charge d'exploitation en fonction d'une analyse des possibilités de fermeture (voir annexe E).

Il se peut que l'instant où la structure est la plus sollicitée ne corresponde pas à la durée maximale de l'incendie. Il est donc en général nécessaire de vérifier la structure à plusieurs instants au cours de l'incendie.

4.4. Résistance au feu des structures de second œuvre

Les nombreux cas possibles pour la résistance au feu des structures de second œuvre doivent être examinés en fonction des objectifs décrits dans le chapitre 3.1. Le tableau 3 traite des cas les plus habituels. Selon que l'élément considéré a un rôle seulement de résistance mécanique, ou aussi de compartimentage, l'exigence figurant dans le tableau se traduira par un classement de résistance, étanchéité ou isolation (REI - ceci est précisé dans l'instruction technique avec la terminologie française SF/PF/CF). Les mêmes exigences s'appliquent aux éléments non structuraux qui interviennent dans une fonction de compartimentage : cloisons, portes, systèmes de calfeutrement des pénétrations des équipements et câbles traversant des parois résistantes au feu, etc.

⁶ L'Eurocode 1.2 (XP ENV 1992-1-2) n'est pas toujours très clair sur ce point ; en cas d'incompréhension, on pourra s'aider de sa nouvelle version, actuellement en projet définitif (prEN 1992-1-2).

Tableau 3. Niveaux de résistance au feu requis pour les structures de second œuvre

Structures de second œuvre	Niveau de résistance
<p>Faux plafonds et parois séparant le tunnel et les gaines de ventilation:</p> <p>a. Cas général (une perte locale de continuité n'affecte pas la sécurité des usagers présents dans d'autres zones du tunnel)</p> <p>b. Si la continuité de la gaine est importante pour l'action des secours</p> <p>c. Gains de ventilation des abris</p>	<p>N0</p> <p>N1</p> <p>N2</p>
<p>Autres parois des gaines de ventilation:</p> <p>a. Cas général</p> <p>b. Gains utilisées pour le désenfumage</p>	<p>N0</p> <p>(*)</p>
<p>Parois séparant les locaux techniques et stations de ventilation du tunnel:</p> <p>a. Vis-à-vis d'un incendie survenant dans le local ou la station</p> <p>b. Vis-à-vis d'un incendie survenant dans le tunnel:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ cas général ➤ si risque pour l'utilisation des abris et de leurs cheminements ➤ si risque pour la continuité de l'alimentation électrique ou des télécommunications 	<p>N1</p> <p>N1</p> <p>N2</p> <p>N3</p>
<p>Aménagements pour l'évacuation des usagers et l'accès des secours (résistance globale vis-à-vis d'un incendie dans le tunnel, prenant en compte plusieurs parois le cas échéant)</p> <p>a. Communications directes avec l'extérieur</p> <p>b. Communications entre tubes (résistance globale de la séparation):</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ si paroi commune entre les tubes ➤ si pas de paroi commune <p>c. Galeries de sécurité, abris et leurs accès</p>	<p>(**)</p> <p>(***)</p> <p>N2</p> <p>N2</p>
<p>Dalle supportant la chaussée:</p> <p>a. Cas général</p> <p>b. Dalle au-dessus d'un espace requérant un niveau supérieur de résistance</p>	<p>N0</p> <p>(****)</p>

* Dans le cas général, il n'y a pas d'exigence autre que N0; pour les gaines dont la continuité au droit d'un incendie est importante pour l'action des secours, mais qui n'ont pas de rôle dans la ventilation ou l'évacuation des abris, on retient le niveau N1, la courbe CN étant appliquée des deux côtés de la paroi; il est à noter que le tableau 6 annexé à l'instruction technique est imprécis sur ce point, mais que le texte lui-même de l'instruction technique est très clair.

** Courbe normalisée pendant 60 minutes dans tous les cas.

*** Le niveau à retenir (N1 ou N2) est le même que celui retenu pour la paroi entre les deux tubes.

**** Le niveau à retenir est celui de l'espace situé sous la dalle.

Quand le niveau de résistance requis pour un plafond est N0, une vérification supplémentaire de la tenue de la structure en tous les endroits compatibles avec la présence des services de secours est utile pour préciser les modalités d'intervention de ces services. Ce calcul s'inspire du critère pour la chute d'éléments lourds suspendus, et est donc abordé au paragraphe suivant.

4.5. Protection contre la chute d'éléments en plafond

Il importe aussi de s'assurer que, lors d'une intervention, les services de secours ne puissent pas être mis en danger par la chute d'éléments non structuraux du tunnel ou d'équipements suspendus, par exemple des éléments de panneaux à messages variables ou d'accélérateurs.

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 prévoit donc que les éléments suspendus et leurs dispositifs de suspension doivent résister à une température de 450 °C pendant deux heures pour un gabarit autorisé supérieur à 3,50 m, une heure pour un gabarit autorisé inférieur à 3,50 m. Cette valeur de 450 °C a été retenue à la suite des travaux d'un groupe de travail DDSC/CETU qui ont montré que la température de 450 °C pour une nappe de fumée stratifiée génère un rayonnement au sol partout supérieur à 5 kW/m². Ce seuil de 5 kW/m² correspond au rayonnement maximal que peut supporter pendant 15 à 30 minutes un pompier équipé de moyens de protection.

Une des conséquences de cette exigence est que les ancrages servant à la fixation des éléments en plafond doivent être suffisamment résistants au feu.

Selon l'instruction technique, des structures de niveau N0 sont admissibles en tunnel. Pour les structures en béton, quand ces structures sont situées au-dessus des endroits où peuvent se trouver des pompiers, une vérification supplémentaire (non prévue par l'instruction technique) est recommandée pour déterminer la stabilité réelle de ces structures dans les conditions simultanées les plus extrêmes d'exposition des pompiers et de sollicitations thermiques liées à l'extraction des fumées le cas échéant. Un calcul de la durée de résistance sous feu CN et une vérification de la tenue au feu à 450 °C dans le tunnel pendant une durée de deux heures sont souhaitables (lorsqu'il s'agit d'un plafond supportant des gaines d'extraction, une analyse plus poussée sur la base du mouvement des fumées peut être nécessaire pour déterminer les températures en gaine). Ces calculs doivent permettre de préciser les modalités d'intervention des services de secours.

Le tableau page suivante fait la synthèse des justifications de structure exigées par l'instruction technique et des calculs complémentaires proposés par le présent guide.

	Niveau de résistance	Calculs de dimensionnement	Calculs complémentaires
TUNNEL DE GABARIT AUTORISÉ > 3,50 M	N0	Absence de rupture en chaîne	Durée de résistance sous courbe CN (cas des plafonds des espaces de trafic : durée de résistance sous 450°C)
	N1	CN 2h (charges permanentes seulement)	Durée de résistance sous courbe HCM avec charges permanentes et fréquentes
	N2	HCM 2h (charges permanentes et fréquentes)	-
	N3	HCM 2h + CN 4h (charges permanentes et fréquentes)	-
TUNNEL DE GABARIT AUTORISÉ < 3,50 M	N0	Absence de rupture en chaîne	Durée de résistance sous courbe CN (cas des plafonds des espaces de trafic : durée de résistance sous 450°C)
	N1	CN 1h (charges permanentes seulement)	Durée de résistance sous courbe CN avec charges permanentes et fréquentes Durée de résistance sous courbe HCM avec charges permanentes et fréquentes
	N2	CN 1h (charges permanentes et fréquentes)	-
	N3	CN 1h (charges permanentes et fréquentes)	-

5. Fonctionnement à la chaleur des équipements

5.1. Équipements électriques et télétransmissions

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 exige que la continuité des artères principales assurant l'interconnexion entre postes d'alimentation électrique et des télétransmissions (communication, télécommandes, capteurs, etc) soit assurée au droit de l'incendie, et ce pour une sollicitation thermique de niveau N3.

La résistance au feu des câbles est définie par les catégories CR1 et CR2. Le niveau CR1, le plus exigeant, consiste à assurer la continuité de la fonction lorsque le câble est chauffé selon la courbe CN pendant 50 minutes, puis maintenu à 900°C pendant 15 minutes. Il n'est donc pas possible d'avoir les niveaux de résistance exigés ci-dessus avec des câbles dans l'espace de trafic.

Cette résistance peut être réalisée en mettant les câbles sous trottoir ou sous chaussée, mais dans ce cas il convient de vérifier que la protection est suffisante y compris au niveau des chambres de tirage et des boîtes de jonction et de raccordement. Une autre possibilité est de réaliser un bouclage par l'autre tube si le tunnel est à deux tubes ou par l'extérieur sinon, et de faire en sorte qu'une rupture locale des câbles n'entraîne pas la perte de la fonction assurée par ces câbles de part et d'autre de l'incendie. En général, les points faibles des circuits d'alimentation électrique sont les boîtes de jonction, de raccordement et de dérivation. On s'assurera donc tout particulièrement que ces éléments ne puissent pas compromettre la continuité des fonctions visées.

Pour l'éclairage de sécurité (assurant sur la chaussée 10 lux en moyenne et 2 lux en tout point), l'instruction technique exige que les câbles d'alimentation soient de classe CR1 ou protégés des effets directs du feu. Toutefois, comme un incendie peut générer des températures supérieures à ce niveau de résistance, l'instruction technique exige en plus que cet éclairage soit alimenté par des cantons de moins de 600 m. Les plots de balisage lumineux (ou hublots de jalonnement) doivent être alimentés selon des cantons de 100 m, car leur rôle est fondamental pour l'évacuation des usagers, notamment dans les zones enfumées.

L'installation des radiocommunications doit se faire par cantons de 500 m en urbain et 800 m en non urbain.

5.2. Équipements de ventilation

5.2.1. Ventilateurs d'extraction et accélérateurs

Les prescriptions de l'instruction technique sont résumées dans le tableau ci-après, et assorties de commentaires.

Les températures exigées sont nettement plus faibles que celles exigées pour les structures. Cela tient d'une part au fait qu'il est impossible de trouver des équipements électromécaniques résistant à de telles températures, d'autre part du fait que les températures hors de flammes sont nettement plus basses que dans les flammes (voir annexe A), et enfin de la baisse d'efficacité des ventilateurs dans l'air chaud (qui fait qu'à 400°C, le débit massique brassé par un ventilateur n'est plus que de 40% environ du débit massique brassé à 20°C).

Les ventilateurs ont en général des protections thermiques pour éviter les surchauffes en fonctionnement normal. Il est nécessaire pouvoir désactiver ces systèmes en cas d'incendie.

	Gabarit autorisé > 3,50 m		Gabarit autorisé < 3,50 m
	Tunnel interdit aux TMD	Tunnel autorisé aux TMD	
1. Ventilation longitudinale: ➤ avec prise en compte forfaitaire de la perte des accélérateurs ➤ avec prise en compte par le calcul de la perte des accélérateurs ➤ stations d'extraction massive	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
	(***)	(***)	(***)
	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
2. Ventilation transversale: ➤ cas général ➤ cas où des trappes de désenfumage sont proches des ventilateurs ➤ cas de ventilateurs individuels dans chaque bouche	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
	400 °C 2h (*)	400 °C 2h (*)	1h (**)
	400 °C 2h (*)	400 °C 2h (*)	1h (**)

- * En l'absence de matériels satisfaisant cette exigence, on peut retenir une résistance à 400 °C 1h.
- ** Température à adapter en fonction de la puissance de l'incendie de dimensionnement et des caractéristiques du tunnel; on peut en général retenir 200 °C.
- *** Il n'y a dans ce cas aucune exigence particulière dans l'instruction technique; on peut cependant recommander de retenir au minimum 200 °C 2h.

5.2.2. Trappes de désenfumage et registres

Le fonctionnement des trappes de désenfumage en ventilation transversale et le cas échéant en ventilation longitudinale avec extractions massives doit permettre :

- ▶ pendant une durée de 15 minutes, l'ouverture pour une température de 400 °C dans le tunnel et de 20 °C en gaine;
- ▶ pendant une durée d'une heure :
 - l'ouverture et la fermeture pour une température de 200 °C dans le tunnel et dans la gaine,
 - l'ouverture à une température de 400 °C dans le tunnel et 200 °C dans la gaine.

Une fois encore, c'est le système qui doit pouvoir assurer sa fonction. Les éléments à analyser sont donc la dilatation des éléments de trappes, la motorisation, l'alimentation électrique, les circuits de commande, ... Il n'existe pas de procédure normalisée pour tester des trappes. Un exemple de cahier des charges pour réaliser un tel test est donné en annexe G.

Le niveau de résistance au feu des registres (on appelle registres les mécanismes dont les fonctions sont similaires à celles des trappes mais placés dans les conduits de ventilation) situés à proximité immédiate des ventilateurs n'est pas prescrit explicitement par l'instruction technique. Par cohérence, on choisira des exigences permettant l'utilisation des ventilateurs dans leurs conditions extrêmes de résistance, afin de permettre des basculements de ventilateurs en cas de défaillance de l'un d'eux.

Les transparences aérauliques doivent pouvoir fonctionner à l'ouverture pendant 1 heure à 400 °C dans le tunnel. Du fait de la grande taille de ces transparences aérauliques (de l'ordre de 100 m²), des essais sont impossibles, et ce point est à justifier élément par élément et par le calcul (en particulier pour la dilatation).

Annexe A

Réaction au feu

A.1 Introduction

La présente annexe présente la classification de réaction au feu française et la classification européenne, ainsi que leur correspondance. La classification française ne peut plus être employée pour un produit dont le marquage CE, qui traduit la conformité à la Directive Européenne relative à la libre circulation des produits de construction, est entré en vigueur. À terme, le système français sera donc abandonné.

A.2. Le système national (classements « M »)

Le système d'évaluation partage les produits de construction en deux familles : les revêtements de sols et les autres produits. En l'absence d'exigences de réaction au feu pour les chaussées des tunnels routiers, seules les méthodes s'appliquant aux produits autres que les sols sont présentées. Les produits autres que les sols sont divisés en deux catégories :

1. Les produits rigides de toute épaisseur et les produits souples d'épaisseur supérieure ou égale à 5 mm
2. Les produits souples d'épaisseur inférieure à 5 mm

Entrent également dans la première catégorie les revêtements de murs ou de plafonds, qui sont testés sur des supports types (fibre ciment, plaque de plâtre ou panneau de bois). Tous les produits généralement employés en tunnel sont donc de cette première catégorie, qui est la seule présentée ci-dessous.

Pour évaluer le comportement au feu de ces produits, on a recours aux essais suivants :

- ▶ l'essai à la bombe calorimétrique (détermination de la chaleur de combustion - NF EN ISO 1716) : cet essai représentant le scénario d'un feu pleinement développé (post flash-over) est destiné à déterminer les performances des produits à faible ou très faible fraction organique, qui de fait, sont peu ou très peu combustibles. Cet essai permet de mesurer le pouvoir calorifique supérieur (PCS) d'un matériau ;
- ▶ l'essai principal de rayonnement (NF P 92-501) : cet essai dit « essai de la cabine épiradiateur » est destiné à évaluer le comportement au feu des matériaux combustibles. Il permet d'évaluer le degré d'inflammabilité des produits, soumis à un scénario de feu non pleinement développé (flux incident nominal égal à 30 kW/m²). Un indice de classement est déterminé au moyen de trois paramètres :
 - t_i : temps nécessaire pour obtenir la première inflammation, exprimé en secondes,
 - Δt : durée de l'inflammation, exprimée en secondes,
 - $\sum b$: somme, exprimée en centimètres, des hauteurs de flammes pendant toute la durée d'inflammation notées toutes les 30 secondes,

$$\text{Calcul de l'indice } q : q = \frac{100 \cdot \sum b}{t_i \sqrt{\Delta t}}$$

L'indice de classement \bar{q} correspond à la moyenne des q obtenus.

L'essai principal par rayonnement est assorti d'essais complémentaires dans le cas des les matériaux qui percent sans inflammation :

- ▶ l'essai complémentaire de propagation du feu (persistance de flammes et vitesse de propagation de flammes - NF P 92-504) : cet essai s'applique aux matériaux combustibles facilement inflammables ; il permet de vérifier que la durée de persistance des flammes et la vitesse de propagation de flammes V_p restent inférieures à des valeurs spécifiées ;

- l'essai complémentaire pour matériaux fusibles (NF P 92-505) : pour les produits soumis à des phénomènes de fluage ou de rétractation (produits dits fusibles ou thermofusibles). Cet essai consiste à soumettre le produit à l'action d'un brûleur (épiradiateur), et à observer l'occurrence de l'inflammation d'une ouate de cellulose provoquée par la chute de gouttes et débris enflammés.

A.2.1. Détermination du classement M0

Les critères d'accession au classement M0 pour les matériaux souples d'épaisseur supérieure à 5 mm et pour les matériaux rigides de toutes épaisseurs sont identiques. Ils sont précisés dans le tableau ci-dessous :

Matériaux rigides Matériaux souples d'épaisseur > 5 mm	Essai bombe calorimétrique (NF EN ISO 1716) + (essai par rayonnement) NF P 92-501	$PCS \leq 2,5 \text{ MJ/kg}$ $\bar{q} = 0$ et $\Delta t < 5 \text{ sec}$
--	--	---

Pour les matériaux multicouches, cette condition est à respecter pour chacune des couches, sauf cas prévus par la norme NF P 92-507.

Certains matériaux ont un PCS rigoureusement nul sous l'essai de la bombe calorimétrique. Ils sont dits inertes.

A.2.2. Détermination des classements M1 à M4

À partir des essais présentés ci-dessus, on range les produits qui ne sont pas M0 dans les classes suivantes :

Essais	Critères de classement	Classement
Essai par rayonnement (NF P 92-501)	$\bar{q} < 2,5$	M1
	$\bar{q} < 15$	M2
	$\bar{q} < 50$	M3
Essai de persistance (NF P 92 504)	Matériaux n'entrant pas dans les catégories précédentes et $V_p < 2 \text{ mm.s}^{-1}$	M4
	Matériaux n'entrant pas dans les catégories précédentes et $V_p \geq 2 \text{ mm.s}^{-1}$	Non classé

A.3. Le système européen (Euroclasses)

À l'instar de son pendant français, le système européen distingue les revêtements de sols des autres produits. On ne traite pas ci-dessous du cas des revêtements de sols.

A.3.1. Classement principal

Le système européen de réaction au feu, dit système des Euroclasses, s'appuie sur des essais représentant trois niveaux de sollicitation thermique (classés par exigence croissante) :

- attaque thermique par une flamme de petite taille ;
- feu intermédiaire ;
- feu pleinement développé.

Ces trois niveaux sont détaillés ci-après.

Le scénario d'attaque thermique par une petite flamme (NF EN ISO 11925-2) est très peu énergétique et sollicite une très faible surface du produit. Les produits qui s'enflamment sont classés F, et ceux qui ne s'enflamment pas sont classés E. La classe F est utilisée également pour les produits qui n'ont pas été testés. Un produit de classe E contribue fortement au feu et à l'atteinte du phénomène de flash over. Il n'y a pas d'équivalent dans le système national et cette classe n'est pas prescrite dans les réglementations françaises de sécurité contre l'incendie.

Le scénario de feu intermédiaire est celui représentant le feu d'un petit élément de mobilier dans le coin d'une pièce (par exemple, un feu de poubelle). Ce scénario de feu est représenté par l'essai de l'objet isolé en feu, dit essai «SBI» pour *single burning item*, (NF EN 13823) élaboré spécifiquement pour les besoins de l'harmonisation. Il permet de ranger les produits dans les classes suivantes :

- ▶ classe B (ou mieux, en fonction des résultats aux essais de scénario de feu pleinement développé) : pour les produits qui ne contribuent pas au flash-over ;
- ▶ classe C, pour les produits qui contribuent au flash-over de manière limitée ;
- ▶ classe D, pour les produits qui contribuent au flash-over.

Le scénario de feu pleinement développé permet de classer les produits à faible ou très faible fraction organique, répartis en deux classes :

- ▶ classe A1 : pour les produits qui n'apportent aucune contribution au feu, et ne produisent aucune fumée ;
- ▶ classe A2 : pour les produits qui n'apportent aucune contribution significative au feu.

Les classes A1 et A2 sont déterminées au moyen de deux essais (plus l'essai SBI pour la classe A2) :

- ▶ mesure du PCS à la bombe calorimétrique (NF EN ISO 1716) qui est l'essai pratiqué en France pour la classe M0 ;
- ▶ test au four de non-combustibilité (NF EN ISO 1182).

A.3.2. Les classements additionnels

Les classements additionnels portent sur l'émission de fumées d'une part et la production de gouttes et débris enflammés d'autre part.

Production de fumées : lors des essais de niveau de sollicitation thermique intermédiaire (essai SBI), les fumées sont extraites et évaluées, en termes de vitesse de production et de quantité totale émise. Cette disposition est totalement nouvelle par rapport au système français qui n'intègre pas cette caractéristique. Pour les produits autres que les sols, on dénombre trois classes :

- ▶ classe additionnelle S1 : production de fumées très limitée ;
- ▶ classe additionnelle S2 : production de fumées limitée ;
- ▶ classe additionnelle S3 : produits qui ne sont ni S1, ni S2.

Production de gouttes et débris enflammés : lors des essais, on observe l'éventuelle chute de gouttes ou débris enflammés, et on évalue la durée d'inflammation. Ce critère existe dans le système français, mais il est directement intégré dans le classement M. Pour les produits autres que les sols, on dénombre trois classes :

- ▶ classe additionnelle d0 : pas de production de gouttes ou débris enflammés ;
- ▶ classe additionnelle d1 : production de gouttes ou débris dont l'inflammation ne dépasse pas 10 secondes ;
- ▶ classe additionnelle d2 : produits qui ne sont ni d0, ni d1.

A.3.3. Constituants non-substantiels

Un matériau est un constituant non substantiel s'il ne constitue pas une part significative d'un produit homogène. Une couche d'une masse inférieure à 1kg par mètre carré et d'une épaisseur inférieure à 1 mm est considérée comme non substantielle.

A.4. Tables d'acceptabilité entre exigences M et Euroclasses

Afin de permettre l'emploi en France des produits de construction marqués CE dont la caractéristique de réaction au feu a été déterminée selon le système européen des Euroclasses, deux tables d'acceptabilité ont été définies par l'arrêté du 21 novembre 2002, l'une propre aux revêtements de sol (sans objet dans le cas présent) et l'autre pour les produits en usage vertical ou en plafond. Ces tables indiquent les euroclasses qui répondent aux exigences de la réglementation française, qui reste à l'heure actuelle exprimée en « classement M ».

Euroclasse de réaction au feu			Exigence
A1	-	-	Incombustible
A2	s1	d0	M0
	s1	d1 ⁽¹⁾	M1
	s2 ou s3	d0 ou d1 ⁽¹⁾	
B	s1 ou s2 ou s3	d0 ou d1 ⁽¹⁾	M2
C ⁽³⁾	s1 ⁽²⁾⁽³⁾ ou s2 ⁽³⁾ ou s3 ⁽³⁾	d0 ou d1 ⁽¹⁾	
D	s1 ⁽²⁾ ou s2 ou s3	d0 ou d1 ⁽¹⁾	M3 et M4 (non gouttant)
Toutes classes ⁽²⁾ autres que E-d2 et F			M4

1. Le niveau de performance d1 est accepté uniquement pour les produits qui ne sont pas thermofusibles dans les conditions de l'essai.
2. Le niveau de performance s1 dispense de fournir les informations prévues par l'arrêté du 4 novembre 1975 modifié portant réglementation de l'utilisation de certains matériaux et produits dans les établissements recevant du public et l'instruction du 1^{er} décembre 1976 s'y rapportant.
3. Admissible pour M1 si non substantiel (voir ci-dessus).

Annexe B

Calcul de la température de l'air

Il y a toujours une incertitude sur les termes sources incendie en tunnel, car les véhicules sont tous différents, avec des chargements divers. Les principaux paramètres pour préciser une source incendie sont sa puissance et sa production en gaz toxiques (cette dernière n'influe pas sur la résistance au feu des structures). Cependant :

- ▶ la puissance varie beaucoup d'un incendie à l'autre ;
- ▶ et sa connaissance ne suffit pas à déterminer une courbe température-temps.

L'objectif de cette annexe est de montrer le lien qu'il y a entre la puissance d'un incendie et les températures atteintes lors de cet incendie.

B.1. Puissance des incendies

La puissance d'un incendie varie beaucoup selon les circonstances de cet incendie, en particulier selon les véhicules impliqués et leur chargement, mais aussi de manière fondamentale selon les conditions d'alimentation en air frais et selon la surface de contact qu'offre le combustible avec l'air frais.

Afin de contourner l'incertitude sur les puissances, on fixe des puissances forfaitaires correspondant à des incendies violents, et on définit ainsi des **incendies de dimensionnement** en fonction du gabarit des véhicules autorisés dans le tunnel considéré et de l'autorisation ou non aux transports de marchandises dangereuses. On définit aussi, pour les études spécifiques des dangers, des **incendies maximaux** (voir le fascicule 4 du guide des dossiers de sécurité pour une définition précise des incendies maximaux). Les puissances correspondantes sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Type de tunnel	Incendie de dimensionnement de la ventilation	Incendie maximal
Gabarit autorisé inférieur à 2 m	8 MW	15 MW
Gabarit autorisé compris entre 2 et 3,50 m	15 MW	30 MW
Gabarit autorisé supérieur à 3,50 m et tunnel interdit aux transports de marchandises dangereuses	30 MW	100 MW
Gabarit autorisé supérieur à 3,50 m et tunnel autorisé aux transports de marchandises dangereuses	200 MW (*)	200 MW

* L'instruction technique prévoit de concevoir la ventilation transversale sur les mêmes dispositions qu'en l'absence de marchandises dangereuses.

Les puissances des incendies de dimensionnement sont supérieures à la quasi totalité des incendies ayant eu lieu en tunnel. Les puissances des incendies maximaux ont été déterminées à partir d'essais incendies dans des conditions parfois extrêmes vis-à-vis de l'alimentation en oxygène, et ils sont donc de ce fait très peu probables.

B.2. Lien avec les températures atteintes

B.2.1. Températures maximales

La connaissance de la puissance d'un incendie et des débits d'air ne suffit pas à déterminer les températures maximales atteintes. Ces températures peuvent atteindre jusqu'à 1 300 °C, alors que dans un feu de bac de fioul à l'air libre, elles ne dépassent pas les 800 °C. Ces températures extrêmes sont dues au fait que le feu est bien alimenté en oxygène car le tunnel est ouvert aux deux extrémités, mais aussi à l'effet de four qui peut préchauffer l'air arrivant dans la zone de combustion. On ne cherche donc pas à relier la température maximale à la puissance de l'incendie, mais on utilise des courbes réglementaires, les courbes CN et HCM selon les cas.

Des températures extrêmes ne sont possibles qu'à proximité immédiate du foyer, et ne peuvent donc pas occuper de très grandes zones du tunnel, sauf en cas d'embrasement généralisé de nombreux véhicules.

B.2.2. Températures de dilution

Quand une source de chaleur libère son énergie en réchauffant un certain volume d'air par unité de temps, le mélange de la chaleur s'effectue assez rapidement, et en négligeant toute perte de chaleur, la température atteint rapidement la valeur donnée par la formule de dilution (voir fascicule 4 du guide des dossiers de sécurité). Dans les cas pratiques en tunnel, l'écoulement est pleinement turbulent, et la longueur de la zone de mélange au-delà de laquelle la température est à peu près homogène dans la section et avoisine la température de dilution, est de l'ordre de quelques diamètres hydrauliques.

Ceci est particulièrement utile pour évaluer les températures en ventilation longitudinale et dans les gaines de ventilation pour un système transversal. Des ordres de grandeur de ces températures de dilution sont donnés à titre indicatif dans le tableau ci-dessous pour une température ambiante de 20 °C :

Débit d'air	100 kg/s	150 kg/s	200 kg/s	250 kg/s	300 kg/s
Puissance	Température de dilution				
30 MW	220 °C	150 °C	120 °C	100 °C	90 °C
200 MW	1 300 °C	900 °C	680 °C	550 °C	460 °C

Les températures maximales effectivement atteintes sont supérieures aux températures de dilution, dans des proportions qui dépendent fortement du mouvement de l'air en tunnel. Les mesures faites lors des essais du Memorial Tunnel ont montré que les températures maximales hors des flammes atteintes dans des conditions de vitesse de l'air supérieure à la vitesse critique étaient de l'ordre de 100 à 200 °C plus élevées que les températures de dilution (voir G. Giuli, G. Giorgiantoni et P. Zampetti, *Tunnel Management International*, 6:3, pp 13-18, 2003).

Dans le cas général, seule une analyse fine du mouvement des fumées permet de préciser les températures atteintes lors d'un feu de puissance donnée avec un scénario de ventilation donné. Si une telle analyse est effectuée, on veillera à suivre les recommandations de l'annexe D du fascicule 4 du guide des dossiers de sécurité édité par le CETU, qui précise en particulier les exigences que l'on doit avoir dans les cahiers des charges pour la sous-traitance de simulations tridimensionnelles.

Annexe C

Propagation de la chaleur dans un solide

C.1. Introduction

Pour vérifier la tenue des structures des ouvrages, il faut déterminer la répartition des températures dans toutes les structures en fonction :

- ▶ du type d'incendie (réparti, localisé) ;
- ▶ de la violence de l'incendie (CN, HCM) ;
- ▶ du temps d'exposition (1 h - 2 h - 4 h).

Lorsqu'un essai en four est réalisé suivant les courbes température-temps imposées et que l'on dispose de suffisamment de points de mesure dans l'épaisseur des dalles, on peut prendre directement les températures mesurées lors de l'essai en fonction du temps, sans réaliser de calcul thermique.

Lorsque ce n'est pas le cas, il est nécessaire de réaliser un calcul thermique dans la structure. Ce calcul se fait en distinguant 3 zones :

1. La zone à l'air entre l'incendie et les parois
2. L'interface air/parois
3. Les parois proprement dites

Les parois englobent les structures principales (piédroits, dalles) et les structures de second œuvre (gaines, galeries, issues) en béton.

On suppose que les courbes de température prises comme hypothèse représentent la température maximale des gaz dans la zone 1. La zone 2, qui comprend la couche limite thermique dans l'air, est modélisée par l'emploi de coefficients d'échange. L'approche réglementaire n'est donc descriptive qu'au niveau de la courbe de température dans la zone 1 : la distribution des températures dans le béton se fait par le calcul.

On peut enrichir le modèle par la prise en compte de l'eau interstitielle dans le béton, qui intervient dans le calcul thermique total par la teneur en eau du béton et la chaleur latente de vaporisation.

C.2. Courbes de températures à prendre en compte

Les courbes à prendre en compte sont la courbe CN ou la courbe HCM, définies dans la section 3.3. Elles correspondent à la température dans l'air ou les fumées à l'extérieur d'une fine couche limite thermique dans ce fluide. La prise en compte de cette couche limite est faite par la modélisation des échanges thermiques entre l'air et le matériau (voir ci-dessous).

C.3. Équations de la thermique

C.3.1. Conduction de la chaleur dans le béton

La conduction de la chaleur dans le béton est régie par l'équation générale de la thermique :

$$c_p \rho \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div}(\lambda \text{ grad}(T)) = 0 \cdot$$

où C_p est la chaleur spécifique du béton ($\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$), la masse volumique du béton ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$) et λ la conductivité thermique du béton ($\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$). Ces grandeurs sont données dans le DTU feu-béton et dans l'Eurocode 2. Dans l'état actuel de la réglementation, on peut choisir entre les caractéristiques fournies par ces deux documents, à condition de se conformer au même document pour l'ensemble du calcul.

On peut, dans le degré d'analyse G1, supposer des caractéristiques indépendantes de la température (ce qui permet d'utiliser des outils de résolution des équations très simples) à condition de retenir des choix conservatifs (en particulier, prendre une conductivité maximale et une chaleur spécifique minimale). Cependant, ceci conduit à des échauffements très sur-évalués et cette démarche est donc très pénalisante. On conseille donc, dès le degré d'analyse G1, de prendre en compte des caractéristiques des matériaux variables avec la température.

On peut encore raffiner l'analyse en prenant en compte l'augmentation de la chaleur spécifique du béton humide due à la vaporisation de l'eau. Ceci conduit à augmenter très nettement la chaleur spécifique entre 100 et 200 °C (voir Eurocode 2).

Le problème thermique peut se ramener à un problème thermique 1D (cas des dalles, une seule face exposée au feu), 2D (cas des poutres, deux faces exposées au feu) ou 3D (cas des éléments de volume, avec trois faces exposées au feu - corbeaux ponctuels par exemple).

C.3.2. Échange thermique par convection

La température prescrite par les courbes CN et HCM est celle du fluide hors de la couche limite thermique. La température réelle de la surface du béton n'est donc pas égale à cette sollicitation. La condition aux limites à imposer sur la face de la paroi exposée au feu n'est alors pas une condition en température imposée, mais une condition d'échange portant sur les flux net de chaleur échangés.

Cet échange se fait par convection et par rayonnement. Mathématiquement, le flux convectif se met sous la forme suivante :

$$\phi_{convection} = \alpha_c (T_{gaz} - T_{béton}).$$

Dans le DTU Feu Béton, les expressions des flux ne sont pas données telles quelles, puisque l'on prend en compte la température de la couche d'air limite en contact avec le béton. Néanmoins, cela se ramène en pratique à cette expression.

En toute rigueur, le coefficient α_c dépend de la vitesse de l'air dans le tunnel (voir le fascicule *Ventilation* du Dossier Pilote des Tunnels édité par le CETU). Il convient néanmoins, pour la simplicité des calculs et l'uniformité des résultats, de retenir les valeurs du DTU ou de l'Eurocode.

Les valeurs du coefficient α_c sont quelque peu discordantes entre le DTU Feu Béton (qui propose, calculs de transposition faits, $\alpha_c = 7 \text{ W/m}^2/\text{K}$) et l'Eurocode 1 (XP ENV 1991-2-2, qui propose de prendre pour la face exposée au feu $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2/\text{K}$ pour la courbe CN et $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2/\text{K}$ pour la courbe HC). Pour la courbe HCM, qui a été introduite par l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, cette instruction technique impose de prendre la valeur prévue par l'Eurocode 1 pour la courbe HC, soit $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2/\text{K}$.

Pour la face non exposée, l'Eurocode 1 (XP ENV 1991-2-2) propose de prendre $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2/\text{K}$. La version projet (prEN 1991-1-2) propose $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2/\text{K}$ ou bien $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2/\text{K}$ si on inclut forfaitairement le rayonnement dans la convection.

C.3.3. Échange thermique par rayonnement

Le phénomène d'échange thermique par rayonnement est complexe. Le flux thermique dépend des caractéristiques optiques du milieu. Si le milieu est transparent (ce qui est le cas de l'air), les échanges se

font de paroi à paroi. Ainsi, lors d'un essai en four, c'est la température des parois du four qui contrôle les flux rayonnés. Si le milieu est opaque (ce qui est le cas des flammes et de la fumée), les échanges se font localement, et c'est la température des gaz qui contrôle l'échange par rayonnement. Ainsi, pour calculer l'effet d'un incendie en tunnel, le flux radiatif doit être mis sous la forme suivante :

$$\phi_{\text{rayonnement}} = \sigma_0 \epsilon_m \epsilon_f F (T_{\text{gaz}}^4 - T_{\text{béton}}^4)$$

ϵ_m est l'émissivité de surface de la paroi, prise égale à 0,8 en général.

ϵ_f est l'émissivité des fumées ou des flammes, prise égale à 1 en général.

σ_0 est la constante de Boltzmann, égale à $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$

F est le facteur de forme, qui dépend de la géométrie relative de la source de rayonnement (les gaz) et de la cible (la paroi). Comme on fait l'hypothèse que les gaz sont opaques et lèchent la paroi, il faut prendre $F = 1$.

C.4. Résolution du problème thermique

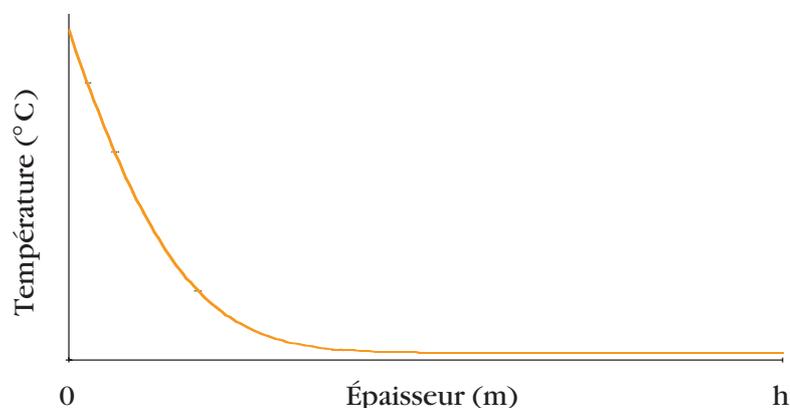
Les équations précédentes :

- ▶ $C_p \rho \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div}(\lambda \text{ grad}(T)) = 0$ dans la paroi et
- ▶ $\phi = \phi_{\text{convection}} + \phi_{\text{rayonnement}} = \alpha_c (T_{\text{gaz}} - T_{\text{béton}}) + \epsilon (T_{\text{gaz}}^4 - T_{\text{béton}}^4)$ aux interfaces paroi/air
- ▶ courbe d'évolution de la température des gaz

peuvent être résolues par des méthodes numériques en utilisant des logiciels adéquats.

Une méthode approchée de résolution par différence finie de l'équation de la chaleur est proposée dans le DTU Feu. Il est à noter que la méthode de résolution du DTU feu est conçue pour les essais en four, et que donc la température des parois du four est utilisée pour le terme de rayonnement. Pour un incendie en tunnel, il faut donc utiliser la température des fumées (définie par une des deux courbes température-temps) pour le terme de rayonnement.

Un ordre de grandeur à retenir est que l'épaisseur de matériau concernée par l'échauffement au bout d'un temps t secondes est comprise entre $e \approx \sqrt{\pi D t}$ et $e \approx 2\sqrt{\pi D t}$ avec $D = \lambda / (\rho C_p)$. Par exemple, au bout de 2 heures sous courbe CN, on trouve une épaisseur chauffée comprise entre 12 et 25 cm.



Répartition des températures dans une dalle d'épaisseur h avec la courbe CN au bout de 120 minutes, à gauche on a la face exposée au feu et à droite l'autre face

Annexe D

Écaillage et éclatement des bétons

Cette annexe est destinée à présenter les méthodes forfaitaires de prise en compte de l'écaillage et leur domaine d'emploi.

D.1. Définitions

Quand un béton est chauffé, deux phénomènes proches peuvent conduire à de la perte de matière : l'écaillage et l'éclatement. Ces deux termes peuvent être définis assez précisément :

L'éclatement désigne le mécanisme par lequel les parements en béton perdent une partie de leur béton de surface. Il s'agit de morceaux de béton qui se détachent au cours de l'agression par le feu, souvent dans les zones les plus chauffées et les moins confinées, telles que, par exemple, les angles inférieurs de la retombée rectangulaire d'une poutre de plancher : on constate alors que des morceaux significatifs de section triangulaire se détachent mettant à nu l'armature latérale du premier lit d'acier. Ces morceaux sont assez gros et peu nombreux. Ils résultent du détachement de la zone d'enrobage non armée située dans l'angle de section. Les morceaux détachés ne proviennent jamais du volume intérieur à la cage d'armature. Ils sont d'autant plus gros que l'enrobage des aciers est important.

L'écaillage consiste en un détachement progressif et continu de très petits morceaux de béton qui sont expulsés avec force du parement exposé au feu. Ces morceaux ont la particularité d'être de très faible épaisseur (quelques millimètres) et très aplatis (leurs dimensions perpendiculaires à l'épaisseur sont de l'ordre de quelques centimètres). Ces morceaux sont très nombreux et sont assimilables à des copeaux minces qui se détachent successivement en grand nombre et sur des surfaces très étendues en proportion de leur taille. La manifestation de ce phénomène peut commencer dès les premières minutes de l'incendie. Elle dépend de caractéristiques telles que la composition du béton et ses propriétés associées, sa teneur en eau et sa géométrie. Dans certains cas, elle se poursuit continûment tant que l'incendie n'est pas maîtrisé, à une vitesse qui semble quasi constante. L'épaisseur de la pièce diminue donc progressivement et de façon quasi proportionnelle au temps. La présence d'une cage d'armature ne modifie pas significativement le phénomène sauf si les barres d'acier sont d'un diamètre tel qu'elles constituent un obstacle physique à l'expulsion du béton qu'elles masquent. Elles permettent alors de limiter le phénomène aux zones non masquées par les barres. En revanche, les aciers de petit diamètre ne permettent pas d'escompter d'effet de ralentissement significatif de l'enlèvement progressif de matière.

En anglais on désigne respectivement ces deux phénomènes par « explosive spalling » et « progressive spalling ».

D'un point de vue réglementaire, seul le terme d'éclatement est employé (circulaire 2000-63, DTU FB, Eurocode 2, Partie 1-2). Il recouvre alors les deux phénomènes présentés ci-dessus. Le terme d'écaillage est fréquemment employé dans la littérature.

Pour le dimensionnement, les termes d'écaillage et d'éclatement peuvent être utilisés indifféremment car ils conduisent l'un et l'autre à une perte de matière qu'il faut pouvoir prendre en compte dans le calcul, thermique d'une part (modification des conditions limites) et mécanique d'autre part (réduction de section).

D.2. Prise en compte du phénomène

L'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 indique que le risque d'éclatement peut exister pour les BHP (résistance en compression > 60 MPa) sous courbe CN et pour tous les types de bétons sous courbe HCM.

Les deux textes réglementaires proposant des méthodes de prise en compte de l'écaillage sont le DTU Feu-béton et l'Eurocode 2, Partie 1-2, Document d'Application Nationale (DAN). Le DTU Feu-béton s'applique aux bétons de moins de 80 MPa soumis à la courbe CN. L'Eurocode 2, Partie 1-2 s'applique aux bétons de moins de 60 MPa.

On décline donc les utilisations possibles de ces textes en fonction de la résistance :

- ▶ pour les bétons de résistance supérieure à 80 MPa : quelle que soit la courbe de montée en température (CN ou HCM), aucune méthode de calcul n'est applicable. Il faut avoir recours :
 - à un essai de convenance permettant d'évaluer la vitesse d'écaillage sous la courbe retenue. Cet essai peut être effectué si l'on pressent que la formulation conduira à pas ou peu d'écaillage (fibres polypropylène, granulats légers),
 - ou à une protection passive, dont l'épaisseur est justifiée par des résultats d'essais ;
- ▶ pour les bétons de résistance entre 60 et 80 MPa :
 - pour la courbe CN, la méthode de vérification du DTU Feu-béton est rendue applicable par son amendement du 1^{er} décembre 2000 (si on souhaite utiliser les Eurocodes dans ce cas, il faut avoir recours à un essai ou à une protection passive du béton),
 - pour la courbe HCM, aucune méthode de calcul n'est applicable. On aura recours aux deux solutions ci-dessus ;
- ▶ pour les bétons de résistance inférieure à 60 MPa :
 - pour la courbe CN, vérification selon le DTU Feu-béton ou l'XP ENV 1992-1-2 DAN,
 - pour la courbe HCM, aucune méthode de calcul n'est applicable. On aura recours aux deux solutions ci-dessus.

Dans un tunnel neuf, une portion devant répondre à l'exigence N2 devra donc être réalisée à l'aide d'un béton qui n'écaille pas ou être protégée. La formulation ou la protection devra être jugée par des essais.

Les éléments ci-dessus sont synthétisés dans le tableau ci-dessous. Chaque gamme de résistance conduit à un type de vérification. En tout état de cause, la vérification à l'écaillage doit être appliquée à tout l'intrados. Le détail des méthodes est présenté dans la partie suivante.

	Résistance en compression	CN	HCM
BHP	> 80 MPa	Essai ou protection	
	60 MPa < R _c < 80 MPa	DTU Feu-béton	Essai ou protection
Béton ordinaire	< 60 MPa	DTU Feu-béton ou XP ENV 1992-1-2 DAN	Essai ou protection

D.3. Méthodes

a. Selon le DTU, la justification consiste à reprendre le calcul en situation d'incendie, après suppression de l'armature de plus forte capacité parmi celles placées au voisinage du contour. Dans certains cas particuliers énumérés, la vérification n'a pas à être faite :

- ▶ poutres comportant plus de 8 barres à mi-travée
- ▶ dalles
- ▶ absence d'écaillage d'après résultats expérimentaux

- ▶ règles de confection du béton respectées (non publiées)
- ▶ protection passive
- ▶ présence d'un grillage de protection

De plus, le DTU impose un grillage de protection dès que l'enrobage des armatures est supérieur à 7 cm.

b. Selon l'eurocode XP ENV 1992-1-2 DAN (document d'application nationale), la justification est à conduire comme selon le DTU.

L'Eurocode EN 1992-1-2 (dont l'annexe nationale est en cours de rédaction) propose, outre la mise en place de revêtements de protection et les essais, deux méthodes pour éviter l'écaillage sous courbe CN ou HC, valables pour des bétons hautes performances :

- ▶ mise en place d'un grillage de protection selon des conditions spécifiées,
- ▶ et utilisation de mélange de béton contenant plus de 2 kg/m³ de fibres propylène en monofilaments.

Ces méthodes ne sont pas directement transposables pour l'instant à la courbe HCM, mais peuvent être utilisées si elles sont étayées par des essais (les progrès dans ce domaine étant rapides, cette situation peut évoluer).

Les méthodes de prise en compte de l'écaillage par une perte de béton forfaitaire en fonction du temps sont déconseillées dans l'état actuel des connaissances, car elles conduisent à des calculs itératifs laborieux, tout en reposant sur des hypothèses en général contestables (elles ne peuvent être vraiment justifiées que si ces valeurs sont issues de résultats expérimentaux obtenus sur le même béton dans les conditions d'échauffement choisies (CN ou HCM) et des conditions de chargement proches de la configuration réelle).

Annexe E

Calcul des structures principales

La présente annexe donne, pour les degrés d'analyse G1 et G2, les principes de vérification d'une structure en béton armé ou non armé, soumise à un incendie. Pour le degré d'analyse G3, une démarche plus avancée est nécessaire, avec utilisation de logiciels à éléments finis capables de calculer le champ de contrainte dans le matériau. Le cas des structures métalliques n'est pas traité, car en général elles ne sont pas stables sous les courbes de l'instruction technique pendant 2 heures. Il faut dans ce cas les protéger par les matériaux adéquats.

Pour le cas particulier des couvertures en poutrelles enrobées à semelle inférieure apparente, soit on néglige la résistance des poutrelles (et on ne prend en compte que les armatures passives présentes, ce qui ramène au cas de structures en béton armé), soit on met en place une protection adaptée des semelles inférieures des poutrelles. Dans ce dernier cas, il est rappelé que, dans l'état actuel des technologies, l'utilisation de peintures intumescentes, même si elles permettent d'offrir une sécurité au feu, ne garantit pas dans la durée la protection au feu de deux heures souhaitée.

Les méthodes de calcul approuvées au sens de l'arrêté du 22 mars 2004 pour les structures en béton sont les Eurocodes 1 et 2 (XP ENV 1991-2-2 et XP ENV 1992-1-2) et le DTU-Feu Béton (P92-701). Pour un calcul donné, il importe en revanche d'être homogène et de prendre toutes les caractéristiques retenues dans un seul de ces deux documents tout au long de la démarche.

Le principe du dimensionnement est de calculer en tout point les efforts sollicitants (au moyen d'un calcul de structure global) et de vérifier qu'ils sont inférieurs aux efforts résistants (obtenus par des calculs locaux).

La sollicitation thermique doit être choisie avec soin, car elle détermine la pertinence des calculs. La question du positionnement et de l'étendue de l'incendie est abordée dans la section 4.3.2. Une fois ce choix réalisé, il faut calculer les températures dans la structure (voir annexe D), puis calculer les efforts (voir E.1.), et enfin vérifier les sections (voir E.2.).

E.1. Calcul des efforts sollicitants

E.1.1. Combinaisons de chargements

Dans le cas d'un incendie, on vérifie les structures à l'**ELU accidentel**, c'est-à-dire que toutes les charges sont affectées d'un coefficient 1.

Les efforts à prendre en compte se séparent en efforts des charges permanentes G et variables $Q_{fréquent}$, connus et déjà calculés, et éventuellement en efforts dus aux dilatations thermiques gênées sur des structures hyperstatiques $T_{incendie}$.

On doit donc vérifier la combinaison : $G + Q_{fréquent} + T_{incendie}$

Les charges d'exploitation à prendre en compte, dénommées $Q_{fréquent}$ dans la combinaison ci-dessus, prennent en compte la valeur *fréquente* des charges (on suppose en effet qu'il n'y a pas concomitance de charges rares et d'un incendie catastrophique). Les charges d'exploitation sont en général :

- des charges routières ou des charges piétonnes (on se reporte alors au fascicule 61 titre II du CCTG). En particulier dans ce cas $Q_{fréquent} = 0,6 \times Q_{rare}$. Dans le cas d'une vérification N1,

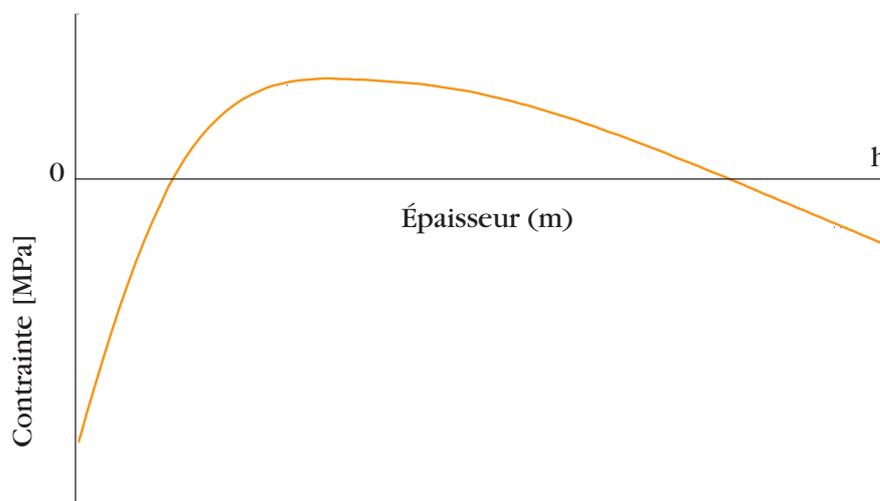
ces charges s'annulent après interruption de la circulation sur la voie portée (qui doit être effectuée en un temps très court par le gestionnaire de l'ouvrage);

- ▶ des charges ferroviaires (on se reporte alors au fascicule 61 titre I du CCTG). L'application de cette charge dépendra des possibilités de fermeture de la voie;
- ▶ des charges de ventilation, définies par le scénario de ventilation en cas d'incendie.

E.1.2. Structure isostatique ou incendie sans prise en compte des dilatations thermiques dans le cas des structures hyperstatiques

Le profil des températures dans une section de béton chauffée en suivant les courbes CN ou HCM est fortement non linéaire (voir paragraphe C.4.).

Les déformations thermiques ont une répartition sensiblement identique à celle des températures (car la variation du coefficient de dilatation thermique avec la température est faible). Le principe de Navier-Bernoulli⁷ impose l'existence de contraintes internes à la section, mais de résultante globalement nulle, qui sont telles que le profil des déformations totales est linéaire. Le profil des déformations thermiques n'étant pas linéaire, il s'ensuit que le profil des déformations mécaniques et donc celui des contraintes n'est pas linéaire dans la section.



Profil des contraintes dues aux dilatations différentielles dans une section d'épaisseur h en élasticité linéaire. Sur cette figure, la compression est comptée négativement; la face exposée au feu est située à gauche

Il peut alors exister de très fortes contraintes de traction à l'intérieur du béton et de compression sur chacune des faces de la section. Bien sûr, au-delà de certaines valeurs, le béton fissure en traction ou plastifie en compression (et ce d'autant plus que les caractéristiques des matériaux diminuent en fonction de la température). Les dilatations différentielles, même sur une structure isostatique, génèrent donc des contraintes internes et ceci même lorsque la résultante des efforts est nulle. Ces auto-contraintes peuvent être négligées pour les degrés d'analyse G1 et G2, et on peut donc réaliser un calcul de béton armé ou béton précontraint classique, prenant en compte des caractéristiques réduites des matériaux (résistance admissible et module de déformation - voir paragraphe E.3.). Il est nécessaire de les prendre en compte pour le degré d'analyse G3, qui doit donc utiliser un outil de type éléments finis.

⁷ Ce principe précise que les sections planes doivent rester planes; il est applicable aux structures élancées (poutres et dalles).

E.1.3. Cas d'une structure hyperstatique quelconque

a. Cas de l'élasticité linéaire

En toute rigueur, la contrainte est fonction de la déformation,

$$\sigma = f(\varepsilon)$$

la fonction f étant non linéaire, afin de prendre en compte la plasticité et la fissuration du béton. Dans le cas où on applique le degré d'analyse G1, ou bien le degré d'analyse G2 sur une structure en béton précontraint (car il n'y a pas de fissuration sur un béton précontraint), on peut en première approximation considérer l'hypothèse de l'élasticité linéaire comme vérifiée,

$$\sigma = E(T)\varepsilon$$

où $E(T)$ est la module d'Young, qui varie avec la température. Des valeurs sont fournies par le DTU feu-béton. Si on utilise les Eurocodes, on peut déterminer le module d'Young avec la formule :

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}(\varepsilon = 0) = \frac{3}{2} \frac{f_{c,t}}{\varepsilon_{c1,t}}$$

Lorsqu'on applique un chargement thermique à une structure isostatique, ce chargement thermique entraîne la déformation de la structure, mais ne génère pas d'efforts supplémentaires, comme on l'a vu ci-dessus. Lorsque la structure est hyperstatique, sa déformation est empêchée par les conditions aux limites, ce qui génère des efforts supplémentaires. La méthode de calcul est alors d'utiliser le principe de superposition (rendu possible par la linéarité des équations) et d'utiliser comme point de départ les déformations qu'aurait la structure du fait des chargements thermiques si ses déplacements n'étaient pas rendus impossibles par son hyperstaticité, la courbure thermique γ_{tb} et la déformation longitudinale thermique ε_{tb} (dans la suite, les déformations longitudinales sont comptées positivement lorsque les éléments s'allongent et les courbures comptées positivement sont celles qui résultent d'un moment positif ; selon le logiciel employé, la convention de signe peut être différente).

En toute rigueur, lorsqu'une section s'échauffe par sa partie inférieure, le centre mécanique de la section (ou barycentre des rigidités) se déplace légèrement. On a donc :

$$\varepsilon_{tb} = \frac{EI \times \iint_s E(T(y))(T(y) - T_0)\alpha dS - \iint_s yE(T(y))dS \iint_s yE(T(y))(T(y) - T_0)\alpha dS}{ES \times EI - \left(\iint_s yE(T(y))dS \right)^2}$$

$$\gamma_{tb} = \frac{-ES \times \iint_s yE(T(y))(T(y) - T_0)\alpha dS + \iint_s yE(T(y))dS \iint_s E(T(y))(T(y) - T_0)\alpha dS}{ES \times EI - \left(\iint_s yE(T(y))dS \right)^2}$$

avec :

γ_{tb} : courbure due aux effets thermiques

ε_{tb} : déformation longitudinale due aux effets thermiques

y : distance par rapport au centre des rigidités à froid (centre de gravité de la section)

$T(y)$: température à la profondeur y

EI : rigidité de flexion de la section chauffée. $EI = \iint_s y^2 E(y) dS$

ES : rigidité de traction compression de la section chauffée. $ES = \iint_s E(y) dS$

E : module élastique du matériau ; il dépend à la fois de y (pour prendre en compte la différence de module entre le béton et l'acier) et de $T(y)$

α : coefficient de dilatation du béton

En fait, le terme $\iint_S y E (T(y)) dS$ est faible par rapport aux autres termes. Les équations ci-dessus peuvent donc être simplifiées en :

$$\gamma_{tb} = - \frac{\iint_S y E (y) \alpha \times (T(y) - T_0) dS}{EI} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{tb} = \frac{\iint_S E (y) \alpha \times (T(y) - T_0) dS}{ES}$$

Quand il y a des armatures passives, ces formules doivent être modifiées pour les prendre en compte. L'expression des déformations thermiques est alors la suivante :

$$\gamma_{tb} = - \frac{\iint_S y E_{\text{béton}}(y) \alpha \times (T(y) - T_0) dS + \sum_i y_i E_{\text{acier}}(y_i) \alpha \times (T(y_i) - T_0) A_i}{EI}$$

$$\varepsilon_{tb} = \frac{\iint_S E_{\text{béton}}(y) \alpha \times (T(y) - T_0) dS + \sum_i E_{\text{acier}}(y_i) \alpha \times (T(y_i) - T_0) A_i}{ES}$$

La détermination de ces expressions ne fait appel qu'à l'hypothèse de Navier-Bernoulli, qui est valable même sur des sections chauffées fortement en partie inférieure, et à l'élasticité linéaire (avec module de déformation dépendant de la température). Elles sont obtenues en écrivant simplement l'équilibre des sections en effort normal et en moment fléchissant.

b. Utilisation de logiciels ne permettant pas de travailler en déformations imposées

Certains logiciels ne permettent pas de travailler avec des déformations isostatiques imposées. Dans ce cas, on peut introduire dans le modèle les quantités suivantes en lieu de place du gradient thermique et de la température de la face chauffée :

$$\Delta T = -b \frac{\iint_S E (y) y (T(y) - T_0) dS}{EI} \quad \text{et} \quad T = T_0 + \frac{\iint_S E (y) (T(y) - T_0) dS}{ES}$$

Ceci est un simple artifice de calcul ; ces grandeurs ne sont pas le gradient moyen et la température moyenne. Ce mode de calcul est correct, et ne repose pas sur l'hypothèse d'une répartition linéaire des températures.

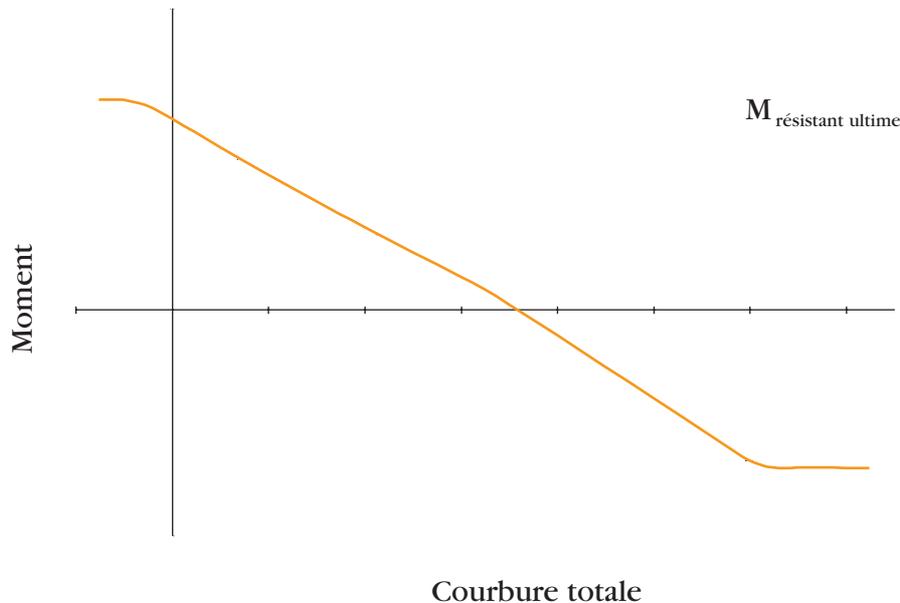
c. Utilisation de la loi moment-courbure pour du béton armé

On a vu ci-dessus la méthode pour le degré d'analyse G1 et pour le degré d'analyse G2 d'une structure en béton précontraint. Dans le cas du degré d'analyse G2 appliqué à des structures en béton armé, l'hypothèse de l'élasticité linéaire n'est plus vérifiée, car il faut prendre en compte la fissuration du béton et la loi de comportement réelle (non linéarisée) du béton avec la température : $\sigma = f(\varepsilon, T)$ en compression et $\sigma \approx 0$ en traction. La prise en compte de la fissuration dans le calcul des rigidités est très importante pour obtenir les déplacements et les rotations réelles, ce qui est indispensable s'il y a formation de rotules plastiques. Un modèle de type poutres (symétrie longitudinale par exemple) ou plaques est suffisant dans ce degré d'analyse.

La démarche est de reconstituer des lois Moment/courbure $M = M(\gamma)$ et Effort normal/Déformation longitudinale $N = N(\varepsilon)$, puis de résoudre (graphiquement le cas échéant) les équations $M(\gamma_{tb}) = 0$ et $N(\varepsilon_{tb}) = 0$ pour trouver la courbure thermique imposée et la déformation thermique longitudinale imposée correspondant à des efforts nuls :

$$EI = \frac{dM}{d\gamma} \Big|_{M=0} \quad \text{et} \quad ES = \frac{dN}{d\varepsilon} \Big|_{N=0},$$

les dérivées étant calculées au point de moment et d'effort normal nul (les diagrammes étant quasiment linéaires à proximité de ce point, on peut estimer EI et ES à partir du calcul de M et N en deux points proches). Le recours aux rigidités réelles correspondant aux sections fissurées et chauffées est rendu nécessaire par la prise en compte de la formation d'une ou plusieurs rotules plastiques. En effet, la fissuration des sections provoque une diminution des auto-contraintes, ce qui a pour conséquence directe d'augmenter les déformations et donc la rotation des rotules plastiques. En prenant en compte les rigidités classiques des sections non fissurées et à froid, on sous-estimerait les rotations des rotules plastiques.



Loi moment courbure pour une section fissurée de béton armé chauffée

Les rigidités réelles obtenues en considérant les sections fissurées et chauffées sont nettement plus faibles que dans le cas de l'élasticité linéaire, alors que les déformations thermiques associées (courbure et déformation longitudinale) sont beaucoup plus importantes. L'expérience de plusieurs calculs montre que le modèle sans fissuration conduit à peu près aux mêmes efforts dans la structure que le modèle avec fissuration, car les deux effets évoqués ci-dessus se compensent quasi parfaitement. Le modèle sans fissuration étant beaucoup plus facile à appréhender, c'est celui-là que l'on recommande d'utiliser dans le cadre d'un degré d'analyse G2 tant qu'on ne prend pas en compte les rotules plastiques (voir plus loin lorsqu'on les prend en compte).

d. Cas du béton non armé

Pour le béton non armé, on applique les recommandations de l'AFTES relatives à l'utilisation des bétons non armé en tunnel (1998). Les efforts sont calculés en considérant le matériau comme élastique et non fissuré. Ils sont alors sur-évalués par rapport à la situation réelle, ce qui place ce calcul du côté de la sécurité. Ces efforts sont ensuite utilisés pour la vérification des sections (voir paragraphe E.2.2.).

E.2. Vérification des sections

La vérification de la stabilité au feu des sections consiste à comparer, section par section, le moment sollicitant sous combinaison accidentelle «Ma» avec le moment résistant «Mr», ce dernier étant calculé à partir des caractéristiques à chaud des matériaux selon le DTU-FB ou l'Eurocode 2 partie 1-2. Si le moment sollicitant est supérieur au moment résistant, la section est alors plastifiée et on peut en première analyse déclarer la ruine de la section à cet instant.

E.2.1. Cas du béton armé

Dans les zones où le béton en contact avec l'incendie est tendu, on calcule le moment résistant en négligeant le béton tendu et en affectant la section des aciers du coefficient d'affaiblissement en fonction de la température.

Dans les zones où le béton en contact avec l'incendie est comprimé, on calcule le moment résistant des sections à vérifier en appliquant à la section de béton chauffé un coefficient d'affaiblissement fonction de la température.

E.2.2. Cas du béton non armé

Une méthode de dimensionnement du béton non armé a été développée par Pera, Deffayet et Chapeau⁸ et adaptée pour faire l'objet de recommandations AFTES⁹.

Cette méthode, à laquelle il convient de se référer dans son intégralité si l'on veut l'utiliser, est inspirée du fonctionnement des voûtes en maçonnerie et se décline de la manière suivante.

À partir des efforts calculés en combinaison accidentelle M_a , N_a et V_a :

- ▶ on calcule la valeur de $e = |M_a| / N_a$. On en déduit l'effort normal résistant :

$$N_r = 0,74 S f_{ck} (1 - 2e/h)$$

où S est la section, h la hauteur de la section et f_{ck} la résistance caractéristique en compression du béton à chaud :

- si $N_a > N_r$, la section n'est pas vérifiée,
- si $0,027 S f_{cj} < N_a < N_r$, on doit en outre vérifier que $e < e_{lim} = (4 + 17\alpha_f) h / 42$,
 $\alpha_f h$ est la profondeur admise pour les fissures, elle est recommandée égale à $0,5 h$, soit $e_{lim} = 0,3 h$.
Si $e < e_{lim}$, la section est satisfaisante,
- si $N_a < 0,027 S f_{ck}$, l'effort normal étant très faible, les sollicitations de flexion calculées sous l'hypothèse d'une section non fissurée sont surestimées et on admet qu'il n'y a pas de vérification complémentaire à faire.

Cette démarche consiste à vérifier que la section fissurée peut reprendre les efforts sous forme d'une compression excentrée ;

- ▶ on vérifie ensuite l'effort tranchant V_a conformément à la norme XP ENV 1992-1-6.

E.2.3. Diagrammes d'interaction M/N

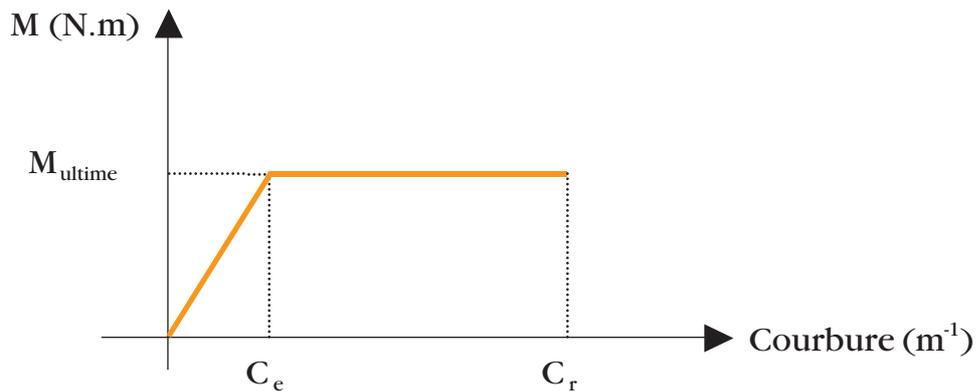
Que le béton soit armé ou non, on peut de manière plus exhaustive tracer le diagramme d'interaction de la section affaiblie et vérifier si le couple d'efforts M_a/N_a se situe à l'intérieur du diagramme.

E.2.4. Prise en compte des rotules plastiques (degré d'analyse G2)

Quand la structure est en béton armé, il est possible de prendre en compte une plastification partielle des sections qui va réduire les moments sur appui. Cette réduction possible vient du fait que la rigidité équivalente instantanée d'une section chute lorsque le moment dépasse une certaine valeur comme le montre la courbe ci-dessous :

⁸ «Domaine d'utilisation du béton non armé pour les revêtements de tunnels», J. Pera, M. Deffayet, C. Chapeau, *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 103, janvier-février 1991.

⁹ «AFTES, Recommandations relatives à l'Utilisation du béton non armé en tunnel», *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 149, septembre-octobre 1998.



Allure de la loi moment-courbure idéalisée sur une section BA.

On voit nettement la première plastification des aciers, puis la perte progressive de rigidité (pente instantanée de la courbe) par plastification progressive du béton. La rupture intervient lorsque la déformation des aciers ou du béton dépasse la limite admissible

On définit la longueur plastifiée L_r , qui vaut en général $0,6h$ de part et d'autre de la section plastifiée. Pour plus de précision on se reportera à l'Eurocode 2 partie 1. La rotule plastique peut être considérée comme parfaitement plastique et peut alors être remplacée dans le calcul par une vraie rotule et un moment imposé, à l'instant où se produit cette plastification. La poursuite de la montée en température sur cette nouvelle structure génère alors des rotations dans la rotule qui doivent à la fin être admissibles. On doit donc vérifier que :

$$\theta_{\text{rotule plastique}} \leq (C_r - C_e)L_r$$

Dans l'équation ci-dessus, C_r est la courbure à la rupture et C_e la courbure limite du domaine élastique. On utilisera pour déterminer cette rotation limite les valeurs données par le DTU Feu pour les dalles dont l'épaisseur est inférieure à 25 cm (le DTU autorise, pour des aciers HA, des rotations maximales égales à 0,1 ; néanmoins, il faut garder à l'esprit que ceci est issu du résultat d'essais menés sur des dalles fines). Au-delà de 25 cm, on utilisera les valeurs données dans l'Eurocode Béton, ce qui, du fait du principe d'homogénéité du règlement utilisé, conduit à utiliser les Eurocodes pour les dalles de plus de 25 cm d'épaisseur dans le cas où l'on souhaite prendre en compte des rotules plastiques.

On note qu'il peut y avoir formation de plusieurs rotules plastiques, soit parce que le moment sollicitant augmente (effet des dilatations thermiques), soit parce que le moment résistant diminue (réduction de résistance des matériaux chauffés).

Dans ces cas, il faut vérifier que les rotations de toutes les rotules sont admissibles à la température finale, et que la structure reste au moins isostatique.

On n'autorise pas la rupture de sections et les redistributions d'efforts qui pourraient en découler. En effet, les ruptures éventuelles se produisent rarement au droit de l'appui mais un peu plus loin que celui-ci. La rupture des aciers supérieurs crée une rupture par fissuration verticale. L'effort tranchant ne peut alors être repris que par les aciers longitudinaux inférieurs qui sont dans cette zone très réduits en nombre (les cadres verticaux ne sont pas traversés par la fissuration et donc ne reprennent pas l'effort).

De plus, même si l'on supposait que la rupture avait lieu au droit de l'appui, la redistribution d'effort serait très défavorable pour la section à mi-travée, et il faut en plus prendre en compte l'effet dynamique lors de la rupture qui engendre un effort dynamique à mi-travée qui est plus élevé que l'effort statique.

La ruine de la structure est déclarée dès que l'une des rotules plastiques dépasse sa capacité de rotation.

Annexe F

Essais au feu des structures en béton

F.1. Introduction

L'instruction technique indique que la justification de la résistance au feu des structures doit se faire par réalisation d'essais, par référence à des essais antérieurs, par le calcul ou par une combinaison de ces différents moyens. Lorsqu'une justification est à effectuer selon la courbe HCM ou lorsque des bétons à hautes performances sont employés, il convient de recourir à des essais de résistance au feu des éléments de structure. De même, lorsque l'on utilise des protections passives non encore testées, il faut recourir à des essais de résistance au feu. Le matériau structural employé le plus souvent dans les tunnels routiers est le béton. La présente annexe présente donc uniquement les méthodes d'évaluation des structures en béton et de leurs systèmes de protection.

F.2. Principes de l'évaluation de la résistance des structures

L'évaluation s'appuie sur des essais portant sur des corps d'épreuve de dimensions significatives qui sont exposés d'une part à un chargement mécanique représentatif de la charge d'exploitation, et d'autre part à des actions thermiques représentant des scénarios de référence. Les scénarios de feu sont définis par les deux courbes de températures CN et HCM (cf. section 3.3.).

Pour les structures en béton (murs, planchers, poutres ou poteaux), les critères de performances portent essentiellement sur la fonction portante (évaluée au moyen de la mesure des déformations) et sur la fonction de compartimentage.

Pour les systèmes de protection des structures en béton, les essais ont pour objet de déterminer le profil de température dans le béton, la température de la face non exposée et l'adhésivité ou la fixation du produit de protection.

F.2.1. Textes et documents des référence

L'instruction technique annexée à la circulaire du 25 août 2000 requiert de justifier les performances de résistance au feu en appliquant les méthodes décrites dans l'arrêté du ministère de l'Intérieur du 3 août 1999, arrêté aujourd'hui abrogé et remplacé par l'arrêté du 22 mars 2004 du même ministère qui exige en particulier que les essais soient réalisés dans un laboratoire agréé par le ministère de l'Intérieur.

a. Textes de référence pour l'évaluation de la résistance au feu des structures en béton

L'annexe I de l'arrêté du 22 mars 2004 liste les méthodes d'évaluation par essai des éléments porteurs : EN 1365-1 (Murs), EN 1365-2 (Planchers), EN 1365-3 (Poutres) et EN 1365-4 (Poteaux). À noter que dans le cas d'une exigence de niveau N2 ou N3, les essais doivent être réalisés en développant la courbe Hydrocarbure Majorée, la procédure de pilotage du four étant adaptée de celle prévue dans la norme EN 1363-2 pour la courbe Hydrocarbures.

L'annexe II du même arrêté mentionne les deux méthodes de justification par calcul du comportement au feu des structures en béton qui peuvent être utilisées :

- ▶ NF P 92 701 « Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton », 1993 (DTU Feu Béton) ;

- ▶ XP ENV 1992-1.2 «Eurocode 2, partie 1.2: comportement au feu des structures en béton», 1998 (P12-712).

b. Textes de référence pour la caractérisation des systèmes de protection des structures en béton

- ▶ norme ENV 13381-3.

F.3. Description des essais des systèmes de protection des structures

F.3.1. Corps d'épreuve

Les corps d'épreuve sont décrits par la norme ENV 13381-3. Lorsque les systèmes de protection sont destinés à protéger des éléments de type dalle ou mur, les essais portent sur des dalles en béton. Lorsqu'ils sont destinés à protéger des poutres ou poteaux exposés au feu sur trois ou quatre côtés, les essais portent sur des poutres en béton. Compte tenu des configurations les plus fréquemment rencontrées en tunnel routier, on présente exclusivement la méthode d'essai destinée à qualifier les systèmes de protection de dalles et murs en béton. Les principales caractéristiques des corps d'épreuve sont les suivantes :

	Petite dalle	Grande dalle
Longueur exposée au feu	$1\,300\text{ mm} \leq L_{exp} < 2\,300\text{ mm}$	$L_{exp} \geq 4\,000\text{ mm}$
Largeur exposée au feu	$1\,000\text{ mm} \leq l_{exp} < 2\,000\text{ mm}$	$l_{exp} \geq 3\,000\text{ mm}$
Épaisseur	90 mm	140 mm ¹⁰

Le nombre d'éléments d'essais est fonction de la gamme d'épaisseur du produit de protection à évaluer :

- ▶ pour déterminer les performances du système pour une seule valeur de l'épaisseur, on effectue un essai de résistance au feu d'une grande dalle protégée par le produit avec l'épaisseur à qualifier ;
- ▶ pour déterminer les performances du système pour une gamme de valeurs de l'épaisseur, on procède à deux essais de grandes dalles chargées, protégées par les épaisseurs minimales et maximales, et, le cas échéant, à des essais complémentaires de petites dalles pour des épaisseurs intermédiaires.

Il est très important de respecter les dimensions des corps d'épreuve et le chargement mécanique car les déformations induites ont un impact sur les performances de l'ensemble. En effet, les produits de protection, tant les plaques que les produits projetés, ne se comportent pas de la même manière en fonction des courbures et élongations auxquelles ils sont soumis. L'expérience dans ce domaine démontre que les performances obtenues avec des éléments de petites dimensions non chargés sont nettement supérieures à celles obtenues avec des éléments de grandes dimensions chargés. Par ailleurs, la teneur en eau de la dalle en béton et celle du produit de protection au moment de l'essai sont également des paramètres qui influencent les performances mesurées. Pour les dalles en béton, le délai forfaitaire de stabilisation hygrométrique est de 90 jours. Pour les produits de protection, la vérification de la stabilisation hygrométrique est effectuée par suivi pondéral d'échantillons témoins prélevés lors de la mise en œuvre du système de protection.

¹⁰ La norme ENV 13381-3 spécifie une valeur de l'épaisseur de 120 mm, valeur inadaptée aux critères de déformation à froid; l'usage des laboratoires agréés est d'adopter une épaisseur minimale de 140 mm.

F.3.2. Actions thermiques

Lorsque la courbe prescrite est la courbe standard normalisée (CN), les actions thermiques à l'intérieur du four doivent être développées conformément aux dispositions de la norme EN 1363-1.

Lorsque la courbe prescrite est la courbe HCM les actions thermiques à l'intérieur du four doivent être développées par analogie aux procédures décrites dans la norme EN 1363-2. L'expérience a démontré que les thermomètres plats prescrits par la norme EN 1363-1 ne sont pas adaptés au programme HCM.

Lorsque cette courbe est prescrite, le pilotage du four est effectué au moyen de thermocouples de type K ou de type S. De plus, il convient de veiller à ce que le four puisse effectivement respecter les conditions d'échange radiatif prescrites.

F.3.3. Chargement mécanique

En l'absence de spécifications propres au tunnel concerné, le chargement mécanique doit être appliqué selon deux lignes transversales conformément aux dispositions de la norme ENV 13381-3, de manière à induire un moment fléchissant de 14 kN·m/ml de largeur pour les grandes dalles et 5 kN·m/ml de largeur pour les petites dalles.

F.3.4. Détermination des échauffements du béton

La détermination des échauffements du béton est effectuée conformément aux dispositions du § 9.3 de la norme ENV 13381-3. Ainsi pour chacune des deux zones, des thermocouples seront placés aux implantations suivantes :

- ▶ 5 thermocouples sur la face non exposée ;
- ▶ 5 thermocouples sur les armatures métalliques ;
- ▶ 5 groupes de 5 thermocouples implantés respectivement à l'interface protection/béton et à 15, 45, 60 et 75 mm de l'interface.

F.4. Exploitation des résultats

Elle est effectuée selon les spécifications de la norme ENV 13381-3.

Il est à noter que, dans l'état actuel des connaissances relatives au comportement au feu des bétons, la détermination des épaisseurs équivalentes de béton n'est pas possible lorsque la courbe HCM est prescrite. Dans ces cas, on détermine uniquement les abaques présentant les profils de température dans le béton, après 2 heures d'exposition à la courbe HCM.

Annexe G

Essais au feu des trappes

G.1. Introduction

Les installations de désenfumage, qui visent, en premier lieu à maintenir une atmosphère compatible avec l'évacuation des usagers et l'intervention des services de secours, assurent un rôle majeur dans le maintien de la sécurité. Les performances de ces installations et leur fiabilité doivent faire l'objet d'études et d'évaluations spécifiques. Lorsque l'extraction des fumées se fait au moyen d'une galerie munie d'ouvertures obturées en situation d'exploitation normale par des trappes télécommandées, l'aptitude de ces trappes à assurer leur fonction en cas d'incendie est fondamentale. La circulaire n° 2000-63 du 25 août 2000 définit des exigences de manœuvrabilité dans des conditions d'exposition à la chaleur pré-définies. La vérification des performances de manœuvrabilité doit être effectuée par un laboratoire agréé par le ministère de l'Intérieur, conformément aux dispositions définies par l'arrêté du 22 mars 2004.

G.2. Principes de l'évaluation du comportement au feu des trappes de désenfumage

Les essais de comportement au feu ont pour objet de vérifier le bon fonctionnement des trappes de désenfumage dans les conditions suivantes :

- ▶ pendant une durée de 15 minutes, uniquement ouverture à une température de 400 °C dans le tunnel et 20 °C dans la gaine (essai 1);
- ▶ pendant une durée d'une heure, ouverture et fermeture à une température de 200 °C dans le tunnel et 200 °C dans la gaine (essai 2);
- ▶ pendant une durée d'une heure, uniquement ouverture à une température de 400 °C dans le tunnel et 200 °C dans la gaine (essai 3).

Au choix du maître d'ouvrage, ces essais pourront être réalisés sur 3 corps d'épreuve différents ou sur un seul corps d'épreuve. Lorsque l'on utilise un seul corps d'épreuve, ce dernier est soumis à 3 essais successifs, et on peut retenir la chronologie suivante :

	Durée	Critère de performance	Température espace tunnel	Température espace gaine
Essai n° 1	15 min	Ouverture	400 °C	20 °C
Refroidissement				
Essai n° 2	60 min	Trappe maintenue ouverte pendant 60 min, vérification de la fermeture puis de la réouverture à 60 min	200 °C	200 °C
Refroidissement; fermeture de la trappe; échauffement				
Essai n° 3	60 min	Ouverture	400 °C	200 °C

Bien évidemment, il est plus pénalisant de réaliser les essais sur un seul corps d'épreuve que sur trois.

G.3. Description des essais

G.3.1. Installation d'essais

L'installation d'essais comprend :

- ▶ en partie basse, une chambre de combustion conforme aux spécifications des normes EN 1363-1 et ENV 1363-3 (espace tunnel); les équipements de chauffe sont tels que les températures nominales de 200 et 400 °C sont atteintes en moins de 10 min ;
- ▶ en superstructure un volume destiné à représenter la gaine d'extraction des gaz chauds et fumées (espace gaine). Ce volume doit être muni de regards vitrés permettant d'effectuer les observations d'ouverture et fermeture de l'obturateur de la trappe. On doit pouvoir assurer une température homogène du milieu gazeux égale à 200 °C dans ce volume. Pour ce faire, on peut par exemple le raccorder en amont à un brûleur mobile et en aval d'extraction permettant d'induire un écoulement longitudinal de l'ordre de 5 m/s au moins au droit de la trappe. Une autre solution pour assurer l'homogénéité en température est de mettre en place un brassage d'air suffisant.

G.3.2. Tolérances de pilotage des installations

Essai 1 : la température moyenne dans l'espace tunnel, mesurée à 100 mm de la sous-face de la trappe, doit être, après 10 minutes, comprise entre 400 et 440 °C.

Essai 2 : après la phase de stabilisation, la température moyenne dans les espaces tunnel et gaine (mesurée à 100 mm de la surface de la trappe) doit être comprise entre 200 et 225 °C, à l'exclusion de phases de manœuvre de la trappe lesquelles induisent ponctuellement une modification du champ de température.

Essai 3 : après la phase de stabilisation, la température moyenne dans l'espace tunnel, doit être, après stabilisation, comprise entre 400 et 440 °C et celle dans l'espace gaine doit être comprise entre 200 et 225 °C, à l'exclusion de phases de manœuvre de la trappe.

G.3.3. Critères de performances

Ils portent sur la vérification, observée visuellement, de la manœuvrabilité de la trappe. Les durées d'ouverture et de fermeture sont chronométrées. En outre, on veillera à vérifier :

- ▶ l'absence de défaut d'ordre électrique ;
- ▶ la température du moteur ;
- ▶ l'intensité appelée par le moteur ;
- ▶ le bon fonctionnement des fins de course.

Bibliographie

Textes réglementaires

- ▶ directive européenne directive n° 89/106/CEE du Conseil du 21 décembre 1988, relative à la libre circulation des produits de construction;
- ▶ arrêté du 21 juillet 1994 portant classification et attestation de conformité du comportement au feu des conducteurs et câbles électriques, et agrément des laboratoires d'essais (JO du 3 septembre 1994);
- ▶ arrêté du 3 août 1999 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages (JO du 11 septembre 1999) – texte abrogé par l'arrêté du 22 mars 2004 ci-dessous;
- ▶ arrêté du 21 novembre 2002 relatif à la réaction au feu des produits de construction et d'aménagement (JO du 31 décembre 2002 et modificatif au JO du 15 février 2003);
- ▶ arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages (JO du 1^{er} avril 2004);
- ▶ circulaire interministérielle n° 2000-63 du 25 août 2000 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national.

Normes

- ▶ DTU Feu-Béton: norme française P92-701 et son amendement XP P92-701/A1;
- ▶ Eurocode 1 et son document d'application national: norme XP ENV 1991-2-2;
- ▶ Eurocode 1: EN 1991-1-2;
- ▶ Eurocode 2 et son document d'application national: XP ENV 1992-1-2;
- ▶ Eurocode 2: EN 1992-1-2;
- ▶ normes relatives à la réaction au feu et aux essais de réaction au feu: NF EN ISO 1716, NF P 92-501, NF P 92-504, NF P 92-505, NF P 92-507, NF EN ISO 11925-2, NF EN 13823, NF EN ISO 1182;
- ▶ normes relatives aux essais au feu des structures: EN 1363-1, EN 1363-2, EN 1363-3, EN 1365-1, EN 1365-2, EN 1365-3, EN 1365-4, ENV 13381-3.

Recommandations

- ▶ *Guide des dossiers de sécurité – fascicule 4: les études spécifiques des dangers*, CETU, 2003;
- ▶ *Dossier pilote des tunnels – fascicule Ventilation*, CETU, 2003;
- ▶ *Maîtrise des incendies et des fumées dans les tunnels routiers*, AIPCR, 1999;
- ▶ «Recommandations AFTES relatives à l'Utilisation du béton non armé en tunnel», *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n° 149, septembre-octobre 1998.

Notes

A series of horizontal lines for writing notes, starting below the 'Notes' header and extending across the page.

On trouvera ci-après la liste des participants aux réunions du groupe :
Louis Barat (DDSC), Pierre Carlotti (CETU - animateur du groupe), Pascal Charles (DREIF/DOAT),
Éric Cesmat (CSTB), Ménad Chenaf (CSTB), Céline Féron (CETU), Jean-Michel Vergnault (DDSC),
Frédéric Vincent (DREIF/DOAT).

25, avenue François Mitterrand

Case n°1

69674 Bron Cedex

☎ 33 (0)4 72 14 34 00

📠 33 (0)4 72 14 34 30

✉ cetu@equipement.gouv.fr

www.equipement.gouv.fr/cetu

