

Incendies des ouvrages d'art

Manifestations, conséquences.

Cas particulier des ouvrages à précontrainte extérieure

Pierre TROUILLET
Ingénieur des Arts et industries
Collaborateur de l'IGOA autoroutes
Chargé des ouvrages d'art à la Mission de contrôle des sociétés
concessionnaires d'autoroutes
F69674 Bron Cedex

Jean-Paul BRUNET-BUSCHIAZZO
Thésard du Conservatoire national des arts et métiers
Chargé d'études au Bureau de contrôle CEP

RÉSUMÉ

Cet article fait le bilan des incendies constatés sur le réseau autoroutier concédé français.

Une enquête montre que la fréquence d'occurrence des incendies est du même ordre de grandeur que celle d'autres actions couvertes par les règlements. La géométrie du foyer, la hauteur des flammes, les puissances dégagées et la tenue au feu des différents matériaux utilisés en génie civil sont présentées. L'incendie le plus sévère est produit par un poids lourd.

De l'analyse détaillée de cas réels s'étant produits en France, en Italie ou au Royaume-Uni, il ressort que le champ de températures ISO 834 constitue, au moins en première approche, une base raisonnable de travail. Le cas particulier des ouvrages en béton précontraint à câblage extérieur fait l'objet d'une réflexion théorique. Les besoins de recherche en la matière sont présentés.

MOTS CLÉS : 61 - Incendie - Ouvrage d'art (gen) - Pont - Fréquence - France - Autoroute - Italie - Royaume-Uni - Température - Dégradation - Matériau - Réglementation - Béton précontraint - Câble.

Présentation

Jacques NOURISSON
Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Chargé du secteur Autoroutes concédées à l'Inspection générale
Ouvrages d'art (MISOA)
Adjoint au président de la Mission de contrôle
des sociétés concessionnaires d'autoroutes

Au fil des années, les exigences des usagers autoroutiers vis-à-vis des infrastructures qui leur sont offertes se sont accrues. Les voies doivent désormais être circulables en tous temps et à tout moment. Certains aléas, qui hier étaient admissibles du fait de leur faible fréquence d'occurrence et de leurs faibles répercussions sur l'écoulement du trafic, peuvent aujourd'hui ne plus l'être.

Les progrès réalisés dans le dimensionnement des structures, dans l'exploitation des performances des matériaux et, concomitamment, la croissance du trafic (et par voie de conséquence celle des accidents) font qu'il était nécessaire de s'interroger sur la tenue des ouvrages d'art à l'incendie. C'est tout l'intérêt du travail d'analyse et de synthèse qui suit.

Introduction

Jusque dans un passé très récent, on ne se souciait pas de l'action des incendies sur les ouvrages d'art.

En effet, la fréquence d'occurrence de ces événements restait faible et leurs conséquences réduites du fait de la grande massivité des structures constituant ces ouvrages. Au demeurant, l'activité humaine n'a été jusqu' alors que très peu menacée par cet aléa [1].

Aujourd'hui beaucoup d'évolutions conduisent à revoir cette position : la croissance du trafic (plus particulièrement poids lourds), le mélange accru des matériaux combustibles dans les chargements (induit par le cabotage), les progrès dans le calcul des structures (conduisant à des ossatures de plus grande surface spécifique que dans le passé), les progrès dans la technique du béton précontraint (conduisant à l'utilisation de câbles extérieurs au béton, moins bien protégés des agressions extérieures), la croissance des portées [2] des ouvrages (conduisant à des ouvrages plus difficiles à remplacer en cas d'accident), etc.

Parallèlement, la société est devenue plus exigeante vis-à-vis de la pérennité des infrastructures de transport. Les ouvrages d'art, points singuliers mais néanmoins indispensables à celles-ci, sont devenus vitaux tant pour l'économie que pour la commodité du citoyen : il n'est guère envisageable, au moins sur autoroute, de les fermer au trafic.

Un incendie en partie courante d'une autoroute, impliquant plusieurs poids lourds et une dizaine de véhicules légers, a attiré encore récemment l'attention des médias par son caractère très spectaculaire et dévastateur.

Si, jusqu'à ce jour, les circonstances étaient telles que les dégâts induits par les incendies sur les ouvrages restaient limités, on peut néanmoins légitimement s'interroger sur ce que réserve l'avenir.

Quelques données relatives aux incendies routiers, issues de l'expérience

Quelle est la fréquence des incendies ?

Cette question peut sembler quelque peu étrange à l'ingénieur concepteur, mais elle l'est moins à l'ingénieur gestionnaire d'infrastructures, plus fréquemment confronté à ce type de problème [3].

Elle en amène automatiquement une autre : quelles sont les conséquences des incendies ?

Pour y répondre, une étude a été menée par la Mission de contrôle des sociétés concessionnaires d'autoroutes sur une partie du réseau autoroutier français. Nous en présentons ici les conclusions.

Statistiques disponibles sur le réseau autoroutier concédé

Les sociétés d'autoroutes répertorient les incendies qui ont entraîné des accidents ou sur-accidents sur leur réseau (les incendies sans conséquences importantes, comme celui d'un véhicule léger ne

sont donc pas relevés, les dégâts aux infrastructures ne sont jamais recensés, aucune obligation n'existant à ce sujet [24]).

Le tableau I donne les résultats d'une enquête faite en 1992 et 1993 auprès de cinq sociétés.

On peut en déduire une moyenne de 327 incendies par an sur le réseau en question, dont 26 % (soit 85 par an) concernant des poids lourds.

Ce dernier ordre de grandeur est compatible avec l'étude [4] relative aux accidents de poids lourds transportant des matières dangereuses en 1990, qui comptabilise huit incendies de poids lourds de ce type durant cette période en France.

Il faut néanmoins considérer que le nombre total d'incendies est un minima, du fait du non recensement des incendies sans conséquences.

Ainsi, à titre d'exemple, le Centre d'information et de documentation de l'assurance a comptabilisé sur la seule année 1989 plus de 7 300 incendies de véhicules de toutes catégories (VL, PL) et sur tous réseaux, cette valeur étant largement supérieure à celle indiquée ci-dessus.

Probabilités d'incendies au droit des ouvrages d'art

Il n'a pas été fait de recensement spécifique des incendies au droit des ouvrages d'art.

On peut néanmoins, en supposant que les probabilités d'occurrence ne dépendent pas de la nature du tronçon autoroutier (avec ou sans ouvrage), estimer le nombre d'incendies sur ou sous les ponts à partir de leur nombre (1,07 au kilomètre), de leur nature (pour moitié des passages supérieurs, pour moitié des passages inférieurs) et de leurs longueurs moyennes respectives mesurées sur le réseau autoroutier (10 m et 30 m).

Sur cette base, on déduit que 9,1 incendies par an de véhicules se produisent sur ou sous des ouvrages autoroutiers. En suivant les proportions ci-dessus, on trouverait 2,4 incendies de poids lourds par an.

Ces ordres de grandeur trouvent une relative confirmation dans l'étude des tunnels français [5] qui, sur une période d'observation cumulée plus large (73 ans) et un niveau de trafic assez voisin (14 000 v/j pour 22 000 en moyenne sur autoroute), trouve 0,84 incendie par an en tunnel, dont 0,43 dû aux poids lourds.

Toutes ces valeurs sont bien évidemment à considérer avec précaution, compte tenu du nombre réduit d'événements.

On notera de plus que les paramètres sont nombreux et leurs effets méconnus : incidence des largeurs réduites sur ouvrages, de la hauteur de la brèche, de la proximité de la périphérie des villes, ...).

TABLEAU I
Statistiques d'incendies concernant cinq sociétés d'autoroutes

Sociétés	SANEF	SAPRR	COFIROUTE	ASF	ESCOTA	TOTAL
Longueur du réseau en 1992, en km	1 020	1 363	740	1 650	430	5 203
Période étudiée	1992	1982 à 1991	1989 à 1991	1990 à 1991	1987 à 1991	—
Durée en année de la période	1	10	3	2	4	20
Nombre total d'incendies sur réseau	57	320	302	86	375	1 140
Dont incendies poids lourds	18	115	78	22	63	296
Nombre d'ouvrages sur réseau	1 122	1 500	814	1 815	549	5 800
Millions km/jour tous véhicules	22	30	16	36	9,2	113
Dont poids lourds	2,9	3,9	2,1	4,7	1,2	14,8

Divers types d'incendies

Il faut distinguer plusieurs types de combustibles :

- le véhicule léger ;
- le réservoir et la cabine d'un poids lourd ;
- un camion citerne rempli d'essence ;
- des combustibles divers (foin, gaz, ...).

Quantités de matières inflammables déversées

Selon les statistiques du ministère de l'Équipement [23] cité par Benoit [4], il a été déversé en moyenne, tous réseaux routiers confondus sur la période de 10 ans (1980-1989), 453 t par an de liquides inflammables.

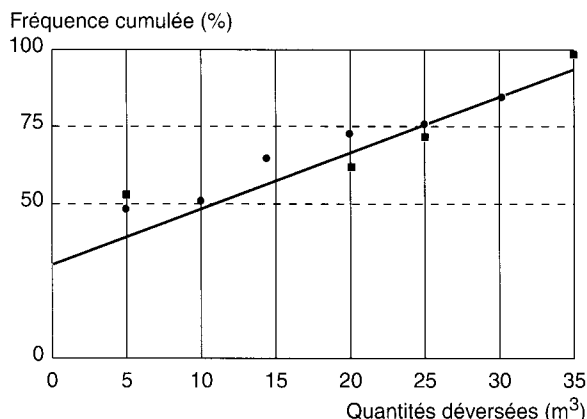
Ces liquides étant d'origine et de viscosité diverses, nous ne nous intéressons qu'aux hydrocarbures qui en représentent la plus grosse partie. Nous nous limitons pour l'étude des quantités déversées à l'année 1990, qui a fait l'objet d'un examen détaillé et qui reste représentative de la période étudiée.

On peut déduire des informations contenues dans [23], que cette année-là, au moins 313 m³ d'hydrocarbures ont été répandus en 29 déversements.

Dans environ les trois-quarts des cas, il s'agit de fioul ou de gazole, dans un quart des cas d'essence. Au moins dix déversements se sont accompagnés d'incendies, 135 m³ étant brûlés au total.

La figure 1 donne la fréquence cumulée de ces déversements, suivis ou non d'incendies.

On en déduit que 50 % des épandages concernent un volume inférieur à 7 m³ et 75 % un volume inférieur à 25 mètres cubes.



• Epandages d'hydrocarbures 29 cas / 313 m³

■ Epandages d'hydrocarbures suivis d'incendies 10 cas / 135 m³

Fig. 1 - Histogramme des fréquences cumulées des épandages d'hydrocarbures.

Géométrie du foyer

S'il n'y a pas de déversements de la cargaison ou du carburant, la surface du foyer est approximativement celle du véhicule concerné, soit, pour un VL, environ 6 m², et pour un ensemble routier à semi-remorque, 35 à 50 m², et une dizaine de mètres carrés si l'on considère le tracteur isolément.

L'épandage multiplie évidemment fortement la surface du foyer. Les conditions d'épandage dépendant des conditions hydrauliques du milieu (nature des revêtements, pentes, dispositifs d'évacuation des effluents, ...), il ne peut donc être tiré de règles générales.

À titre indicatif, les essais de déversement réalisés en tunnel [26] conduisent à des surfaces mouillées de 250 m² pour une fuite lente de citerne (17 l/s) et de l'ordre de 320 m² pour des lâchers brutaux de 5 et 10 mètres cubes.

Bien entendu, il serait nécessaire de tester les nombreuses configurations possibles, mais on peut d'ores et déjà extraire quelques tendances dans le cas d'incendies avec déversement :

➤ en cas d'accident sous ouvrage, la surface concernée de l'intrados serait bien évidemment largement supérieure à celle du véhicule incendié ;

➤ en cas d'accident sur ouvrage, une ou plusieurs travées pourraient être concernées.

Hauteur des flammes

Les données disponibles sur les sinistres mentionnent rarement les hauteurs des flammes. Quand elles le sont, les valeurs indiquées sont souvent sujettes à caution. Par contre, différentes études théoriques et expérimentales ont été menées dans le passé, ainsi :

➤ Mahotra et Purkiss [14] proposent la relation suivante :

$$H = 0,2 P^{0,4} \quad (1)$$

avec :

- H = hauteur des flammes en mètres ;
- P = puissance totale de combustion (en kW).

➤ Fruitet [29] présente des relations établies par le CEA [6] pour des feux de pétrole brut :

$$H = \frac{17,6 m^{0,6}}{D^{0,5}} \quad (2)$$

avec :

- H = hauteur des flammes en mètres ;
- m = débit massique de combustion ;
- D = diamètre équivalent du foyer.

On peut déduire de l'équation (1) :

- une hauteur de flamme de 4 à 6 m pour les incendies de voitures légères dégageant une puissance de 5 MW,
- de 7 à 10 m pour les incendies de poids lourds dégageant une puissance de 20 MW,
- de 16 à 20 m pour une citerne d'hydrocarbures dégageant 100 MW.

Ces données trouvent une validation par les cas d'incendies réels relatés par Camomilla et al. [9] et Mahotra et Purkiss [14].

Les ouvrages d'art du réseau autoroutier dégageant une hauteur libre minimale de 4,30 m pour les passages inférieurs et de 4,85 m pour les passages supérieurs ne sont donc que peu concernés par les incendies de véhicules légers.

Par contre, l'incendie d'un poids lourd peut affecter des parties éloignées de la chaussée. À titre d'exemple, le panache de températures pourrait concerner plusieurs haubans d'un même ouvrage.

Puissance dégagée, charge d'incendie, températures calculées

Les puissances dégagées dépendent de nombreux paramètres, dont la nature du véhicule, la quantité de carburant, la nature de la cargaison...

Pour les véhicules légers, Fruitet [29] estime, à la suite d'une étude réalisée dans les parkings du Royaume-Uni et de Suisse, la puissance dégagée à 3 MW, tandis que Péra [25], dans le cadre du dimensionnement des équipements de tunnels, estime cette puissance à 5 MW.

Pour les poids lourds, Péra [25] estime la puissance dégagée à 20 MW, sauf dans le cas de citernes d'hydrocarbures pour lesquelles elle est estimée à 100 MW.

Effets de la température sur les matériaux utilisés dans la construction des ouvrages d'art

Les données relatives à la dégradation des matériaux de génie civil sous l'effet de la température sont éparses et il est difficile, pour l'inspecteur d'ouvrages d'art ou l'expert appelé sur un sinistre, de remonter de la dégradation observée à la température de surface qui a induit cette dégradation.

Le tableau II tente de pallier ce manque, en listant, pour différents matériaux que l'on peut rencontrer dans les ouvrages d'art et leurs équipements, les températures auxquelles les principales transformations s'opèrent.

Les températures sont données en surface du matériau considéré, la température de l'air ambiant pouvant, selon Venuat [17], être de 200 à 300 °C supérieure.

On remarquera que l'endommagement du béton se produit dès 200 °C, tandis que celui des armatures à haute adhérence se produit vers 350° - 450 °C, selon le mode d'élaboration, tandis que les armatures de précontrainte sont sensibles à des températures de l'ordre de 175 °C.

Quelques cas d'incendies concernant des ouvrages d'art

Description

L'étude bibliographique que nous avons réalisée [16] fait la synthèse des incendies rencontrés ces dernières années en Europe. Nous la complétons par des cas récents s'étant produits sur le réseau autoroutier concédé français et qui ont fait l'objet d'expertises auxquelles nous avons participé.

Le tableau III récapitule les principales conclusions obtenues.

TABLEAU II
Récapitulation des dégradations des matériaux en fonction de la température

Température (°C)	Nature des matériaux (et utilisations)	Conséquences sur les matériaux
130	Polyéthylène haute densité (gaine de câble de précontrainte)	Point de fusion
160	PVC (descente d'eau)	Fusion avec dégagement de chlore
175	Acier de précontrainte	Début d'affaiblissement des caractéristiques mécaniques
180	Elastomère (appareils d'appui)	Point de fusion
200	Béton	Ecaillage en surface - Début d'affaiblissement des caractéristiques mécaniques et de la coloration des parements
200	Bitume	Réduction en cendres amalgamées
230	Béton bitumineux	Point éclair
300	Protection des câbles électriques	Matière fondue et brûlée
330	Téflon (appareils d'appui)	Point de fusion
350	Plomb (avaloirs)	Point de fusion
400	Béton	Désagrégation en surface par déshydratation selon [17] le béton se colore de rose à rouge, la résistance résiduelle en compression chutant de 80 % à 25 % de la résistance initiale
420	Zinc (galvanisation)	Oxydation
450	Verre normal (luminaire)	Point de fusion
450	Acier haute adhérence	Début d'affaiblissement de la résistance à la traction
573	Béton	Passage du point quartz (fissuration en étoile des granulats selon [13])
600	Béton	Décollement des grains de la pâte
660	Aluminium (carter de moteur)	Point de fusion
700	Béton	Coloration selon [17] du béton en gris rouge, la résistance résiduelle en compression n'étant plus que de 25 % de la résistance initiale
725	Aciers	Changement allotropique du matériau [13]
800	Béton	Décarbonatation de CaCo ₃ , libération de la chaux vive [13]
906	Zinc (galvanisation)	Vaporisation
1000	Glace de silicate (luminaires)	Point de fusion
1000	Béton	Coloration selon [17] en marron à rouge foncé voire jaune, la résistance résiduelle du béton n'étant plus que 20 % de la résistance initiale
1084	Cuivre (alimentation électrique)	Point de fusion

TABLEAU III
Récapitulation des causes et effets de différents incendies

Ouvrage et localisation de l'incendie	Combustible et durée	Dégâts principaux observés
A40 - Viaduc de Poncin (sur caisson BP) (7)	Gazole des réservoirs de 2 PL Rouleaux de papier (pour partie) Durée : 150 mn	<ul style="list-style-type: none"> - Revêtement de chaussée calciné profondeur 8 cm sur 0,5 m², 5 cm sur 3 m² - Déformation des barrières BN4 - Aucun dégât sur la précontrainte transversale de hourdis (enrobage 5 à 9 cm, chaussée 11 cm, étanchéité B3A) - Ruine des longrines d'ancrage des BN4 sur quelques mètres sans dommage pour la résistance des ancrages
A42 - Viaduc de Miribel (sous caisson BP) (8)	Véhicule léger (hauteur libre sous ouvrage : 4 m) Puissance dégagée estimée de 3 à 5 MW Durée : inconnue	<ul style="list-style-type: none"> - Éclatement du parement sur 1 à 2 m² - Fumées à l'intérieur du caisson, température supérieure à 120 °C (fonte des luminaires)
A23 - Viaduc Fella 6 à Pontebba (Italie) (sous caisson BP) (9)	Citerne de 58 t de toluène Quelques bobines de papier (hauteur libre sous ouvrage : 10 m) Durée : 2 h	<ul style="list-style-type: none"> - Éclatement du parement sur environ 0,5 m² - Cristallisation de la résine époxydique des joints de voussoirs - Réduction d'environ 15 % de la résistance du béton - Changement de coloration du béton (marron clair au lieu de gris)
A4 - Viaduc sur la Moselle (sur caisson BP) (10)	Gazole du réservoir d'un PL Chargement de chaussures Durée : 60 mn environ	<ul style="list-style-type: none"> - Revêtement de chaussée calciné profondeur 3 à 5 cm sur 50 m² - Déformation des barrières BN4, disparition de la galvanisation - Éclatement du béton des corniches sur 2 ml - Aucun dégât sur les armatures (chaussée épaisseur 8 cm étanchéité B3A)
A31 - Passage supérieur (sous dalle BP, contre une pile) (11)	VL incendie Durée : inconnue	<ul style="list-style-type: none"> - Éclatement du béton profondeur 1 à 6 cm sur 5 m²
A1 - Viaduc de Roberval (12)	1 PL Durée : 30 mn	<ul style="list-style-type: none"> - Revêtement de chaussée calciné sur 50 m² sur voie rapide - Déformation des barrières BN4 perte de la galvanisation - Fonte des carters aluminium des moteurs
La Pétrusse à Luxembourg (13) (sous un pont à poutres précontraintes par adhérence)	Gaz provenant d'une conduite de distribution enterrée	<ul style="list-style-type: none"> - Éclatement du parement des piédroits profondeur 3 cm - Éclatement du parement des poutres, ruine de celles-ci par flexion - Éclatement sur une profondeur de 15 cm du hourdis entre poutres
Viaduc de Midlands Link (Grande-Bretagne) (14)	Camion citerne de fioul (partie de la cargaison) (hauteur libre sous ouvrage : 5 m) (puissance dégagée estimée à 37,5 MW) Durée : 25 mn	<ul style="list-style-type: none"> - Éclatement du béton des piles aux angles (piles de section 0,40 x 0,80 m) - Éclatement du béton du tablier sur sa largeur sur environ 50 m² - Déformation des barrières de sécurité (la hauteur des flammes dépassait celle de l'ouvrage de 5 à 7 m) - Chute de 26 % de la résistance en compression du béton, la perte de résistance se faisant sentir jusqu'à 0,1 m de profondeur
A2 - Viaduc de Beckenried (Suisse) (15)	Gazole d'un réservoir de PL 200 l Durée : inconnue	<ul style="list-style-type: none"> - Incendie du système d'évacuation des eaux se propageant le long de celui-ci - Autres dégâts non répertoriés

On déduit de celui-ci que les conséquences sont sévères surtout pour les incendies en sous-face d'ouvrage, les différentes épaisseurs de chaussées et les chapes d'étanchéité constituant toujours une bonne protection thermique pour les incendies en extrados.

Il est difficile d'extrapoler les dégâts observés dans les cas ci-dessus à l'ensemble des structures possibles d'ouvrages sans une étude particulière. En effet, beaucoup de paramètres interviennent dans la puissance d'un incendie :

- la quantité de combustible ;
- la ventilation et, par là, la quantité de comburant ;
- la géométrie du système facilitant ou non les échanges de chaleur ;
- la réactivité des différents produits contenus dans le chargement ;
- etc.

Les incendies de véhicules légers régénèrent que des hauteurs réduites de flammes (cf. ci-dessus). L'ampleur des sinistres est donc réduite, entraînant la rareté des données disponibles. Seuls les essais réalisés par le CETA [27] et [28] apportent des réponses à ce sujet.

Champ de températures maximales déduit des sinistres

Connaissant le niveau de dégradations des différents éléments d'un ouvrage incendié, on peut déduire après une analyse fine de chaque sinistre (basée sur les indications du tableau II), les températures maximales auxquelles ils ont été soumis et, de là, la température de l'air à proximité des éléments considérés.

Le tableau IV donne les températures déduites des cas d'incendies étudiés ci-avant suivant la distance du foyer et en supposant que la température de l'air est 200 °C plus élevée que celle du support.

La figure 2 récapitule la répartition spatiale de ces températures, compte tenu de la distance de l'élément considéré du foyer. Ce diagramme forme donc un « panache » de température.

On notera que le cas d'incendie de véhicules légers n'offre que peu d'intérêt, les essais réalisés par le CETA [27] et [28] montrant que la température reste modérée : moins de 200 °C à 5 m, moins de 60 °C à 15 mètres.

Évolution du champ de températures au cours du temps

Le flux de chaleur dégagé par un incendie réel extérieur évolue en trois phases :

- phase initiale durant laquelle la température croît de façon quasi exponentielle ;

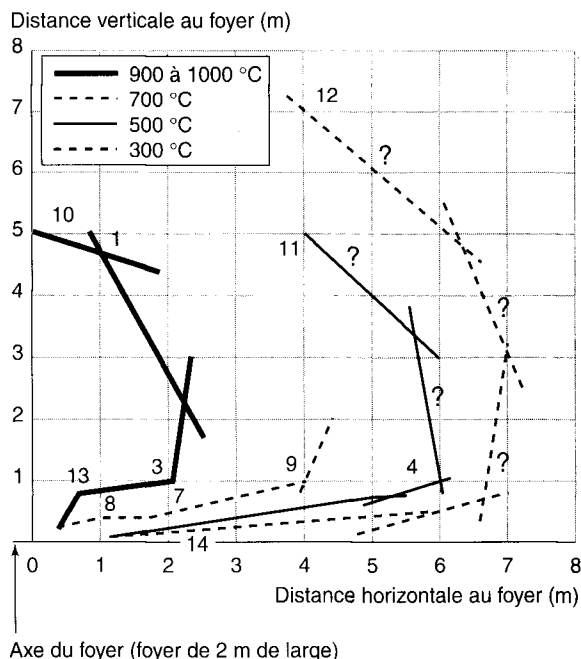


Fig. 2 - Répartition spatiale des températures maximales dans l'air induites par l'incendie d'un poids lourd.

- phase d'incendie à proprement parler durant laquelle la température se stabilise ;
- phase d'extinction.

On remarquera que la notion de durée d'incendie est d'une définition délicate, nécessitant une certaine circonspection.

État actuel de la réglementation française

Le risque d'incendie en extérieur n'a actuellement pas, à proprement parler, d'existence réglementaire.

En effet, si les règlements français de béton armé aux états limites (BAEL) et de béton précontraint aux états limites (BPEL) prescrivent par leurs articles respectifs 4-3-1-4 et 4-1-4, la prise en compte de l'incendie parmi les charges accidentelles dans les cas le nécessitant, ils laissent par contre le soin aux maîtres d'ouvrages de préciser les valeurs à prendre en compte dans les calculs.

Le fascicule 65A du CCTG prévoit dans son chapitre 81.3.2 un périmètre de protection autour des armatures de précontrainte remplaçables ou non. Le commentaire de cet article cite la vulnérabilité au feu.

Les règles existantes sont essentiellement bâties pour des incendies intérieurs à des bâtiments. La réglementation française [18], [19] et [20] se préoccupe en effet essentiellement de l'évacuation des personnes (très aisée pour les ouvrages d'art *a contrario* des bâtiments) et plus accessoirement de la tenue des structures.

TABLEAU IV
Températures déduites d'incendies

Repère	Essai ou sinistre	Combustible puissance et durée de l'incendie	Température de l'air ambiant (°C)	Distance Foyer élément		Température dans l'élément considéré (°C)
				Verticale (m)	Horizontale (m)	
1	Essai tunnel de Zwenberg-en Autriche n° 302	200 l d'essence sur 6,5 m ² (= 25 MW)	~ 1 000 mesuré	4,85	1,00	100 sur plafond en béton
2		Durée : 4 mn	~ 650	4,85	9,30	Sans objet
3	Viaduc de la Moselle	Camion chargé de chaussures Durée : 60 mn	~ (950)	1,00	2,00	~ (900) sur barrière de sécurité
4			~ 500	1,00	6,00	> (400) oxydation des glissières de sécurité galvanisées
5			?	-0,08	0,00	(200) dans bitume sur tablier
6			?	-0,08	0,00	~ (80) dans tablier en béton en extrados
7			(700 à 800)	0,30	1,50	> (400) sur corniche en béton
8	Viaduc de Roberval	1 poids lourd Durée : 30 mn	(700 à 800)	0,30	0,00	> (660) sur bitume (carter aluminium du moteur fondu)
9			(450 à 550)	1,00	4,00	> (400) oxydation des glissières de sécurité galvanisées
10	Viaduc de Midlands Links	37,5 MW Durée : 25 mn	~ (900 à 1 000)	5,00	1,00	320 °C à 4 cm de prof. 650 °C à 1 cm de prof.
11			~ (500 à 600)	5,00	4,00	> (200) béton écaillé
12			~ (300 à 350)	7,00	4,00	> (150) béton éclaté dans les angles
13	Viaduc de Poncin	Camion chargé de papier Durée : 150 mn	~ (950)	1,00	0,80	~ (900) sur barrière
14			~ (300 à 350)	0,30	2,00	> (150) béton éclaté dans les angles des corniches
39	Viaduc de Miribel	Véhicule léger (3 à 5 MW) Durée : inconnue	~ (500 à 600)	4,00	1,00	(200) béton éclaté en surface
40			~ (100 à 150)	5,00	3,00	(120) protection plastique luminaires
41	Viaduc Fella	Wagon citerne de toluène Durée : 120 mn	~ (1 100)	10,00	1,00	(700 à 800) béton couleur marron

Elles consistent essentiellement en l'application d'une température forfaitaire ne dépendant que de la durée de l'incendie [21] dite « courbe ISO 834 ».

$$\varnothing - \varnothing_0 = 345 \times L_{g_{10}} \cdot (8.t + 1)$$

avec :

- t = temps en min ;
- \varnothing = température de l'air près de l'échantillon ;
- \varnothing_0 = température initiale de l'air.

et la vérification que la température atteinte dans l'élément de structure considéré est, pour le temps de stabilité pris en compte, inférieure à la température critique conduisant à l'effondrement.

L'extrapolation de ces règles au cas des ouvrages d'art conduit à des situations diverses :

- > pour les ouvrages en béton armé normalement constitués, la stabilité est assurée pour des délais normaux d'intervention ;
- > pour les ouvrages bi-poutres mixtes, ou à poutrelles enrobées, le facteur de massiveté (rapport surface/volume), est tel qu'il n'y a guère de risques avec les sections usuellement employées ;
- > pour les torons et câbles de précontrainte non spécifiquement protégés, le facteur de massiveté d'un toron isolé est tel que l'application brutale du DTU conduit à une rupture possible à très court terme, par exemple dans un délai inférieur à 30 minutes (mais il faut reconnaître que le cas du toron isolé est plutôt rare).

Analyse et comparaisons

Comparaison des aléas couverts par la réglementation en matière d'ouvrages d'art

Différents aléas sont déjà pris en compte par la réglementation. Il peut être intéressant de comparer leur fréquence d'occurrence constatée et leur niveau de prise en compte.

De l'enquête que nous avons réalisée sur l'ensemble des sociétés d'autoroutes, il résulte que l'on relève en moyenne un choc sur pile d'ouvrages d'art, nécessitant une action réparatrice (appel à une entreprise pour travaux), tous les 300 km d'autoroute et tous les trois ans.

Le réseau contenant 5 203 km à l'époque de l'enquête, on aboutit donc à une moyenne de 5,8 chocs/an, guère supérieure à celle des incendies.

Cet aléa est pris en compte par le BAEL qui prescrit, pour les piles de pont, la prise en compte d'efforts statiques longitudinaux et transversaux équivalents à l'effet du choc.

Il en est de même des séismes, qui présentent une fréquence d'occurrence plus faible.

On peut déduire de ce qui précède que l'incendie sur ou sous ouvrages d'art présente une probabilité d'occurrence du même ordre que celles d'autres aléas déjà couverts par la réglementation.

Champ de température réglementaire et champ réel

Les exemples du tableau IV montrent que l'embrasement généralisé menaçant l'évacuation des personnes, cas courant dans les bâtiments, n'existe pas dans le domaine des ponts : seule la rupture par échauffement local est à craindre dans ce cas.

Pour étudier celle-ci, il est nécessaire de disposer d'un champ de température de référence.

Les conditions d'un incendie en champ libre étant moins sévères que dans le champ fermé que constituent les bâtiments, il est nécessaire de vérifier si les températures dégagées lors des incendies analysés ci-dessus valident ou non la courbe de température de référence ISO 834.

La figure 3 montre, superposées, la courbe ISO de température en fonction du temps et les températures maximales atteintes en fonction de la durée de l'incendie pour les cas réels étudiés ci-dessus. Bien entendu, un grand nombre de points seraient nécessaires, mais l'on peut noter d'ores et déjà que la courbe ISO paraît constituer une base raisonnable.

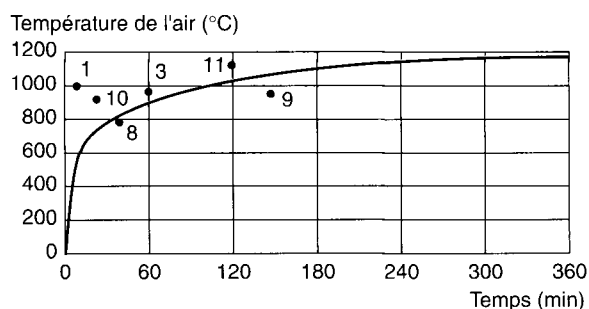


Fig. 3 - Température en fonction du temps.

Cette conclusion est partagée par la Société d'autoroute italienne [9] qui utilise cette courbe pour les vérifications de ses ouvrages d'art.

Dans ce sens, on notera aussi que des courbes de températures plus sévères sont prises en compte par ailleurs (courbe « RWS » pour les tunnels néerlandais, « CH » dans l'industrie pétrochimique, « hydrocarbures » dans le projet d'Eurocode [22]).

Ouvrages d'art sensibles à l'incendie

Le facteur de massivité (rapport surface/volume) étant maximum en génie civil pour un toron de précontrainte, nous nous intéresserons par la suite au cas de la précontrainte extérieure au béton et à la section.

Les cas de précontrainte interne au béton ou intérieure aux caissons ne présentent guère de risques dans la mesure où, dans le premier cas, l'enrobage constitue une sérieuse protection et, dans le second cas, les charges d'incendie sont généralement limitées et les câbles concernés peu nombreux eu égard au nombre total.

Cas des structures en béton précontraint à câblage extérieur

La tenue à la température des structures en béton précontraint à câblage extérieur n'a pas, à notre connaissance, fait l'objet jusqu'ici d'études ou de règles spécifiques en dehors des procédures de détension des câbles envisagées par [31].

Nous l'étudions ici en nous basant sur les règles de calcul actuellement réglementaires en ce qui concerne le comportement des matériaux.

Comportement des matériaux

Aciers de précontrainte

Les règles de calcul au feu « FB » [20] considèrent pour l'acier une loi de comportement parfaitement élasto-plastique quelle que soit la température à laquelle il est soumis.

Le règlement français de calcul aux états limites BPEL précise pour des torons de précontrainte, les valeurs caractérisant cette loi à 20 °C :

- module d'élasticité : $E_p = 190\,000$ MPa,
- allongement à rupture $\varepsilon_{pu} = 10$ ‰,
- limite élastique $\sigma_{pe} = 1\,660$ MPa pour un toron T13S, 1 573 MPa pour un toron T15S.

Selon [20], la loi de comportement de l'acier de précontrainte à une température donnée se déduit de celle définie à 20 °C par une affinité sur les contraintes de rapport Φ_p appelé « coefficient d'affaiblissement des caractéristiques mécaniques ». Ainsi, la limite élastique, la limite de rupture et le module d'élasticité varient avec la température dans le même rapport tandis que les allongements à la limite élastique et à rupture sont supposés indépendants de la température.

La variation de Φ coefficient d'affaiblissement des caractéristiques mécaniques avec la température est donnée pour l'acier et le béton par la figure 4.

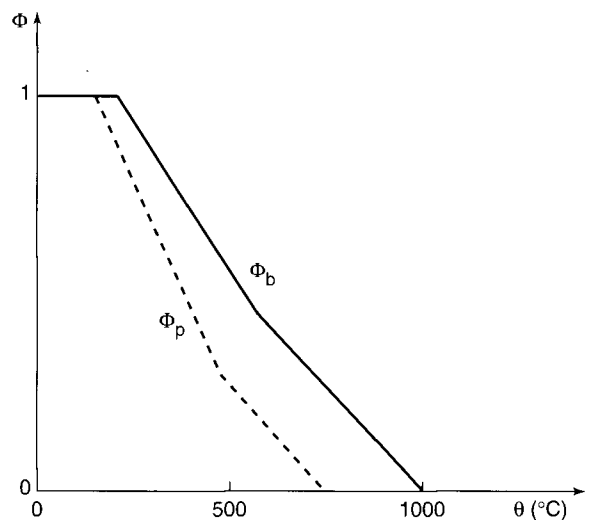


Fig. 4 - Variation du coefficient d'affaiblissement des caractéristiques mécaniques des aciers de précontrainte et du béton en fonction de la température.

Le coefficient de dilatation est supposé indépendant de la température et égal à $1,5 \cdot 10^{-5}$.

Béton

La loi de comportement du béton à une température donnée se déduit réglementairement de celle définie à 20 °C (courbe « parabole/rectangle ») par une affinité de rapport Φ_b sur les contraintes. La valeur de ce coefficient est précisée par la figure 4.

La contrainte maximale dans le béton est prise égale à la contrainte caractéristique f_{cj} minorée par un coefficient γ_b de 1.3.

Les allongements « à la limite élastique » et à rupture sont donc supposés indépendants de la température et respectivement égaux à 2 et 3,5 ‰.

Le coefficient de dilatation reste constant et égal à $1,0 \cdot 10^{-5}$.

Variations de l'effort de précontrainte sous l'effet de la température

Variation sous l'effet des dilatations différentielles

Nous considérons que la structure précontrainte à câblage extérieur peut être schématisée par un ensemble d'éléments de comportement élastique (les câbles chauffés, les câbles non chauffés, le béton) rendus solidaires à leurs extrémités. Chacun de ceux-ci étant supposés soumis à un champ de température uniforme (cette hypothèse trouve sa justification dans les inerties thermiques présentées par [30] pour les caissons en béton précontraint).

La déformation induite par la variation de température $\delta\theta_i$ au sein de chaque élément i supposé libre et de coefficient de dilatation α_i est :

$$\varepsilon_i = \alpha_i \cdot \delta\theta_i.$$

Les trois éléments étant solidarités, leur déformation commune est limitée à ε_g . La déformation génée de chaque élément introduira dans chacun de celui-ci une variation d'effort ΔF_i telle que :

$$\Delta F_i = (\alpha_i \cdot \delta\theta_i - \varepsilon_g) \cdot E_i \cdot S_i.$$

Les câbles étant extérieurs au béton, leur température moyenne est généralement plus élevée que dans celui-ci. D'autre part, leur coefficient de dilatation est plus élevé. Il est alors aisé d'extraire, en écrivant que la somme des variations des efforts internes au système est nulle, la valeur de la déformation commune ε_g :

$$\varepsilon_g = \frac{\sum_i (\alpha_i \cdot \delta\theta_i \cdot E_i \cdot S_i)}{\sum_i (E_i \cdot S_i)}$$

et d'en déduire la variation d'effort de précontrainte ΔF_p dans l'ensemble de la structure si la déformation élastique n'est pas dépassée :

$$\Delta F_p = \sum_{i=1}^{i=n} [\alpha_{pi} \cdot \delta\theta_{pi} - \sum_i (\alpha_i \cdot \delta\theta_i \cdot E_i \cdot S_i / E_i \cdot S_i)] \cdot E_{pi} \cdot S_{pi} \quad (1a)$$

(relation 1a).

Cette expression se simplifie dans le cas usuel de câbles de même nature et de même section ($S_{pi} = S_p / n$). La déformation ε_g devient alors égale à :

$$\frac{\alpha_b \cdot \delta\theta_b \cdot E_b \cdot S_b + \alpha_p \cdot E_p \cdot S_p / n \sum_i \delta\theta_{pi}}{E_b \cdot S_b + E_p \cdot S_p}$$

En posant $\sum_i \delta\theta_{pi} / n = \delta\theta_{pm}$ la variation d'effort de précontrainte ΔF_p devient alors égale à :

$$\left[\alpha_p \cdot \delta\theta_{pm} - \frac{\alpha_b \cdot \delta\theta_b \cdot E_b \cdot S_b + \alpha_p \cdot E_p \cdot S_p \cdot \delta\theta_{pm}}{(E_b \cdot S_b + E_p \cdot S_p)} \right] \quad (1b)$$

(relation 1b).

Commentaires :

> La variation de précontrainte ne dépend, avec les hypothèses retenues, que de la variation de température moyenne dans l'acier et le béton et non de l'histoire de la montée en température.

> Dans les cas usuels, la raideur du câblage est négligeable devant celle de la section béton (rapport de 100 des raideurs). D'autre part, la variation de température du béton est faible par rapport à celle de l'acier. Il en résulte que le terme $\alpha_b \cdot \delta\theta_b \cdot E_b \cdot S_b$ est du même ordre de grandeur que le terme $\alpha_p \cdot E_p \cdot S_p \cdot \delta\theta_{pm}$ et que la somme

de ceux-ci est faible par rapport au dénominateur ($E_b \cdot S_b + E_p \cdot S_p$).

Dans ce cas, tout se passe comme si la variation de déformation était entièrement génée. La variation d'effort de précontrainte se réduit alors à :

$$\Delta F_p = E_p \cdot S_p \cdot \alpha_p \cdot \delta\theta_{pm}$$

> L'échauffement d'une portion limitée d'un élément induit une dilatation limitée de celui-ci. Dans le cas des câbles, il est aisé de montrer que ce cas se déduit de celui étudié ci-dessus en remplaçant la variation de température $\delta\theta_{pi}$ de l'élément par la variation moyenne $\delta\theta_{pim}$ telle que :

$$\delta\theta_{pim} = k_{pi} \cdot \delta\theta_{pi}$$

le coefficient k_i étant le rapport de la longueur échauffée à la longueur totale de l'élément considéré.

Variation sous l'effet de la réduction de la variation de module d'élasticité

Nous nous intéressons au groupe des trois éléments ci-dessus dans lequel un ou plusieurs éléments voient leur module d'élasticité évoluer sous l'effet de la variation de température.

Avec les notations ci-dessus, l'effort initial dans chaque câble est :

$$F_{pi} = E_{pi} \cdot S_{pi} \cdot \varepsilon_{pi}$$

Sous l'effet de la température, le module d'élasticité E_{pi} du câble i diminue et devient $E_{pi\theta}$, le rapport entre ces deux quantités étant le coefficient $\Phi_{pi\theta}$ d'affaiblissement du module.

$$\Phi_{pi\theta} = E_{pi\theta} / E_{pi}$$

L'effort F_{pi} devient alors :

$$F_{pi\theta} = \Phi_{pi\theta} \cdot E_{pi} \cdot (\varepsilon_{pi} + \delta\varepsilon_{pi}) \cdot S_{pi}$$

$\delta\varepsilon_{pi}$ étant la variation de déformation du câble i sous l'effet de celle des autres câbles.

La variation d'effort dans le câble considéré sous l'effet de la température est donc :

$$\Delta F_{pi\theta} = E_{pi} \cdot S_{pi} [\varepsilon_{pi} - \Phi_{pi\theta} \cdot (\varepsilon_{pi} + \delta\varepsilon_{pi})].$$

D'où l'on sort :

$$\Delta F_{pi\theta} = F_{pi} (1 - \Phi_{pi\theta}) - \Phi_{pi\theta} \cdot E_{pi} \cdot \delta\varepsilon_{pi} \cdot S_{pi} \quad (1)$$

De même, pour le béton :

$$\Delta F_{b\theta} = F_{b\theta} (1 - \Phi_{b\theta}) - \Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot \delta\varepsilon_b \cdot S_b \quad (2)$$

À chaque instant, les trois éléments restent solitaires ($\delta\varepsilon_{pi} = \delta\varepsilon_b = \delta\varepsilon$) et la somme des efforts internes, qui est nulle ($F_b = \sum_i F_{pi}$), le reste ($\Delta F_b = \Delta \sum_i F_{pi}$).

L'écriture de l'égalité des variations d'efforts (1) et (2), conduit alors, si la déformation élastique n'est pas dépassée, à :

$$\begin{aligned} \sum_i F_{pi} (1 - \Phi_{pi\theta}) - E_{pi} \cdot \delta\varepsilon \cdot \sum_i \Phi_{pi\theta} \cdot S_{pi} = \\ \sum_i F_{pi} (1 - \Phi_{b\theta}) - \Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot \delta\varepsilon \cdot S_b \end{aligned}$$

soit :

$$\begin{aligned} \delta\varepsilon (\Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot S_b - E_{pi} \cdot \sum_i \Phi_{pi\theta} \cdot S_{pi}) = \\ \sum_i F_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} - \Phi_{b\theta} \cdot \sum_i F_{pi} \end{aligned}$$

d'où l'on peut extraire :

$$\begin{aligned} \delta\varepsilon (\sum_i F_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} - \Phi_{b\theta} \cdot \sum_i F_{pi}) / \\ (\Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot S_b - E_{pi} \cdot \sum_i \Phi_{pi\theta} \cdot S_{pi}). \end{aligned}$$

On peut alors déduire de (1) la variation d'effort dans le câble i :

$$\Delta F_{pi\theta} = F_{pi} (1 - \Phi_{pi\theta}) - \Phi_{pi\theta} \cdot E_{pi} \cdot \delta\varepsilon \cdot S_{pi}$$

puis la variation de précontrainte :

$$\sum_i \Delta F_{pi\theta} = F_p - \sum_i F_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} - \sum_i E_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} \cdot S_{pi} \cdot \delta\varepsilon$$

on peut en déduire la perte relative : $\Delta F_p / F_p$

$$\begin{aligned} \Delta F_p / F_p = \sum_i \Delta F_{pi\theta} / F_p = 1 - \sum_i F_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} \\ - \sum_i \Phi_{pi\theta} \cdot E_{pi} \cdot S_{pi} \cdot (\sum_i F_{pi} \cdot \Phi_{pi\theta} - \Phi_{b\theta} \cdot \sum_i F_{pi}) / \\ (\Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot S_b - E_{pi} \cdot \sum_i \Phi_{pi\theta} \cdot S_{pi}) \end{aligned}$$

(relation 2a).

Cette expression se simplifie si les n câbles ont la même section et le même effort initial.

En posant $E_{pi} = E_p$, $F_{pi} = F_p/n$, $S_{pi} = S_p/n$ et $\Phi_{pm\theta} = \sum_i \Phi_{pi\theta} / n$, $\delta\varepsilon$ devient :

$$\delta\varepsilon = F_p \cdot (\Phi_{pm\theta} - \Phi_{b\theta}) / (\Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot S_b - \Phi_{pm\theta} \cdot E_p \cdot S_p)$$

la variation de précontrainte dans la section devient alors :

$$\begin{aligned} \Delta F_p / F_p = 1 - \Phi_{pm\theta} \cdot \Phi_{b\theta} \cdot \\ (E_b \cdot S_b - E_p \cdot S_p) / (\Phi_{b\theta} \cdot E_b \cdot S_b - \Phi_{pm\theta} \cdot E_p \cdot S_p) \end{aligned} \quad (2)$$

(relation 2b).

Commentaires :

> La variation de précontrainte ne dépend pas, avec les hypothèses retenues, de l'historique de l'évolution de la température.

> Dans les cas usuels, la raideur du câblage est négligeable devant celle de la section béton et la variation de température du béton négligeable devant celle de l'acier. La variation de précontrainte s'exprime alors très simplement en fonction du coefficient moyen d'affaiblissement :

$$\Delta F_p = F_p (1 - \Phi_{pm\theta})$$

- F_p est la valeur de la précontrainte définie par le concepteur.

- L'échauffement d'une partie du câble i conduit à une modification locale de son module d'élasticité (de E_{pi} à $E_{pi\theta} = \Phi_{pi\theta} \cdot E_{pi}$) et de sa rigidité (de $E_i \cdot S_i / L_i$ à $\Phi_{pi\theta} \cdot E_i \cdot S_i / L_i$).

Soit k_i étant le rapport de la longueur échauffée à la longueur totale de l'élément considéré. On a donc deux zones K de rigidité différentes :

> zone 1 non chauffée $K1_i = E_i \cdot S_i / (L_i \cdot (1 - k_i))$,

> zone 2 chauffée $K2_i = \Phi_{pi\theta} \cdot E_i \cdot S_i / (L_i \cdot k_i)$.

La raideur de l'ensemble est alors :

$$K_i = E_i \cdot S_i \cdot \Phi_{pi\theta} / L_i (k_i + \Phi_{pi\theta} \cdot (1 - k_i))$$

Tout se passe donc comme s'il suffisait de remplacer dans les relations précédentes $\Phi_{pi\theta}$ par le coefficient $\Phi_{pi\theta m}$, tel que :

$$\Phi_{pi\theta m} = \Phi_{pi\theta} / (k_i + \Phi_{pi\theta} \cdot (1 - k_i))$$

Variations totales

La variation totale de l'effort de précontrainte lors de l'échauffement est obtenue en additionnant les pertes par dilatation différentielle (relation 1) et les pertes par « variation de module » (relation 2).

L'effort résiduel de précontrainte doit alors être comparé à l'effort minimal nécessaire pour assurer la stabilité de la structure et à l'effort maximal possible compte tenu de la chute de la résistance à la rupture du métal.

Il serait bien entendu nécessaire de détailler le modèle ci-dessus par une meilleure prise en compte des non linéarités du comportement des matériaux, mais aussi du comportement de la structure pour réaliser un calcul à la rupture.

Mais on peut distinguer déjà deux modes de rupture possibles :

> par décompression du béton, l'effort de précontrainte étant inférieur à l'effort minimum pour assurer la stabilité de la structure à l'état limite ultime, les câbles restant en place. Ceci est, par exemple, le cas d'un incendie intéressant l'ensemble de la longueur des câbles ;

> par rupture d'un ou de plusieurs câbles, l'effort de précontrainte résiduel « emmagasiné dans le béton » excédant la résistance ultime du ou des câbles abaissée par l'effet de la température. Ceci est, par exemple, le cas d'un échauffement très local, la déformation locale du câble étant insuffisante pour engendrer une décompression générale du béton.

Conclusions de ce chapitre

Les câbles de précontrainte ne sont (pour les structures actuelles) ordinairement extérieurs au béton que sur une faible longueur (précontrainte extradossée, longitudinale ou transversale). Les haubans pourraient être concernés par les effets de l'incendie d'un poids lourds sur une grande longueur (voir ci-avant la forme du panache de la température) mais leur espacement ainsi que le

fait que les structures haubannées sont usuellement calculées pour rester stables avec un hauban de moins, font que les risques sont réduits.

C'est donc la rupture par échauffement local qui nécessiterait des études ultérieures :

- comportement thermique d'un câble suivant les différentes géométries et les différents types d'injection (coulis de ciment, graisse, cire, gaine graissée...),
- relaxation de l'acier de précontrainte suivant la nature des aciers et la vitesse de montée en température, propriétés résiduelles après maintien à température élevée...,
- efforts résiduels admissibles dans les câbles,
- comportement des structures lors d'un incendie (prise en compte du comportement réel des matériaux, des déformations réelles des structures...),
- évaluation des parades possibles (injection, peintures intumescentes...).

Conclusions

On estime respectivement à 9,1 et 2,4 le nombre total d'incendies et le nombre d'incendies de poids lourds se produisant par an sur ou sous les ouvrages d'art du réseau autoroutier étudié (5 203 km).

La fréquence des incendies n'est donc pas négligeable par rapport à celles d'autres aléas couverts par la réglementation. Ce sont les incendies de poids lourds qui créent réellement des dommages aux ouvrages. Les parties d'ouvrages concernées sont limitées, d'autant plus que la

surface du foyer reste souvent circonscrite à celle du véhicule incendié. Cette surface peut être très notablement accrue par l'épandage de carburant contenu dans les réservoirs ou constituant le frêt. Les configurations géométriques et hydrauliques du milieu récepteur étant très diverses et intervenant directement sur la surface du foyer, des essais seraient nécessaires pour préciser et évaluer les surfaces concernées. Les températures maximales atteintes dans l'air déduites des expertises ne sont, en première approche, pas très différentes de celles indiquées par la courbe température/temps ISO 834.

L'application des recommandations concernant les bâtiments aux ouvrages en béton précontraint à précontrainte interne, montrent qu'il est aisé de se prémunir des conséquences d'un incendie car l'enrobage des armatures actives est généralement suffisant pour constituer une protection efficace. Il n'y aurait que les structures à câbles extérieurs au béton pour lesquelles il serait nécessaire d'approfondir la réflexion, mais là encore, il est probable qu'un gainage ou une injection appropriée devrait permettre de limiter les effets des incendies.

En vue d'une meilleure connaissance des effets de l'incendie sur les ouvrages d'art, il serait nécessaire de poursuivre les études et recherches par :

- la définition du champ de température dans un câble ou un hauban de précontrainte, compte tenu de sa géométrie et des matériaux constitutifs ;
- la caractérisation de la tenue à température d'un câble de précontrainte ou d'un hauban (comportement des matériaux...) ;
- l'étude du comportement des quelques structures précontraintes à température ;
- l'évaluation des parades possibles.

Remerciements

Les auteurs remercient les sociétés d'autoroutes ASF, AUTOSTRADE, COFIROUTE, ESCOTA, SANEF, SAPRR pour leur contribution à l'analyse statistique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SMITH (1977), *Why do bridges fail ?* Civ. Eng. ASCE (USA), Vol. 47, novembre, pp. 58-62.
- [2] TROUILLET P. (1993), *Évolution des ouvrages des Sociétés d'autoroutes*, Journées d'études sur l'évolution de la conception et de la réalisation des ponts de grandes et moyennes portées CEIFICI-SETRA-AFPC, Paris, 27-28 janvier, 21 pages.
- [3] SUTER K. (1993), *Sécurité incendie des systèmes d'évacuation des ponts*, art. n° 308 301 d 500 12, Rapport du ministère des Transports suisse, 61 pages.
- [4] BENOIT O. (1992), *Le transport des matières dangereuses par route, (dommages occasionnés aux infrastructures et aux revêtements des routes et autoroutes lors d'accidents ou d'incidents)*, Étude bibliographique pour le ministère de l'Équipement, des transports et du tourisme, CETE Lyon, LRPC Lyon, pp. 13, 17, 30 à 31.
- [5] INERIS INC-JBr/Le (1992), *Rapport de synthèse de l'étude des systèmes de recueil équipant les tunnels routiers*, Institut national de l'environnement industriel et des risques, 59 pages.
- [6] GOBERT T., LANNOY A., ABERYSTWYTH (1981), *Uncontrolled blast and explosions in industry*, Étude réaliste des risques d'explosion accidentelle à proximité des centrales nucléaires.
- [7] LRPC-LR Lyon PR 240 CA D 1074 - 1192 (1992), *A40 Viaduc de Poncin, incendie du 24/07/92*, Rapport du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées, 6 pages, document non publié.

- [8] BILLARD M. (1992), *Incendie sur viaduc de Miribel sur A42*, Société d'exploitation d'autoroutes SAPRR, Direction régionale, document non publié.
- [9] CAMOMILLA G., DONFERRI M., MATERAZZI A.L., RADOĞNA E.F., *Affidabilità Strutturale Delle Opere d'Arte Autostradali Danneggiate Da Incendio*, Société d'autoroute italienne autos-trade, pp 36-51.
- [10] LRPC Nancy, dossier n° 92 607 (1992), Société d'Exploitation d'autoroutes SANEF - Direction de Metz, 18 pages, *Autoroute A4 - Viaduc sur la Moselle*, Incendie du 17/05/92 - document interne R/CA et rapport photographique établi par la SANEF, le 12/08/92, 6 photos concernant Incendie du 17/05/92, Viaduc sur la Moselle, Autoroute A4 - document non publié.
- [11] LRPC Autun (1993), *A31 - Inspection suite à accident sur PS*, Rapport établi par le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Autun, 2 pages, PR 64, 884.
- [12] SANEF (1991), 6 photos, Recueil de photographies établi suite au *sinistre du Pont de Roberval sur l'autoroute Paris*, document interne SANEF et rapport de gendarmerie.
- [13] PERSY J.-P., DELOYE F.X. (1986), Investigations sur un ouvrage en béton incendie, - La Pétruse au Luxembourg, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **145**, pp. 108-114.
- [14] MAHOTRA H.L., Dr. PURKISS J., MAUNSELL Ed. G., PARTNERS BIRMINGHAM (1990), *Midlands Links Motorway Viaducts, Viaduct CF, Assessment of fire damage*, 59 pages.
- [15] Eidgenössisches Verkehrs und Energiewirtschaftsdepartement - Bundesamt für Strassenbau (1993), *Brandsicherheit von Brücken-entwässerungssystemen*, Untersuchungsbericht, 65 pages.
- [16] BRUNET J.-P. (1995), *Tenue au feu des ouvrages précontraints*, Thèse CNAM Constructions Civiles, 110 pages, encadré par P. TROUILLET, Conservatoire national des arts et métiers de Paris.
- [17] VENUAT M. (1978), *La réparation des ouvrages en béton après incendie*, Cahiers techniques du Moniteur, février, pp. 11-17.
- [18] DTU (1988), *Règles de calcul feu acier (FA)*, Document technique unifié, septembre. Éditeur CSTB, 41 pages.
- [19] DTU (1988), *Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des poteaux mixtes (acières + béton)*, Document technique unifié, septembre, Éditeur CSTB, 41 pages.
- [20] DTU (1988), *Règles de calcul feu béton (FB)*, Document technique unifié, octobre, Cahier 2188, Éditeur CSTB, 97 pages.
- [21] Ministère de l'Intérieur (1959), *Courbe température/temps normalisé*, Arrêté du 5 janvier.
- [22] KERKERN-BRADLEY M., KRUPPA J., MENZIES J., TWILT L. (1993), *Eurocode on actions on structures*, Partie 2.7 - Actions on structures exposed to fire et annexes, 37 pages.
- [23] Ministère de l'Équipement (1990), *Statistiques sur les matières dangereuses*, Direction des transports terrestres, Mission du transport des matières dangereuses, 52 pages.
- [24] Circulaire n° 15 900 de la Direction générale de la gendarmerie, 30 pages.
- [25] PERA J. (1987), *Incendie dans les tunnels*, Inspection générale ouvrages d'art Lyon (IGPC), rapport n° 275 dans le cadre de l'Association internationale permanente des congrès de la route (AIPCR), rapport du XVIII^e congrès à Marrakech, pp. 55-68.
- [26] LINGESER - CETU (1994), *Essais hydrauliques des systèmes de recueil des liquides répandus sur la chaussée des tunnels routiers, rapport de recherche*, 7 pages.
- [27] Ministère de l'Équipement / Direction des routes / Centre d'études des tunnels (CETU) (1993), *Essais d'incendie dans le tunnel de la Grand-Mare à Rouen*, 17 pages.
- [28] Ministère de l'Équipement / Direction des routes / Centre d'études des tunnels (CETU) (1993), *Essais d'incendie dans le tunnel de la Bretelle de Monaco*, 12 pages.
- [29] FRUITET L. (1981), Office technique pour l'utilisation de l'acier (OTUA), Guide pour la conception des bâtiments à structures en acier (réédition), 280 pages.
- [30] GEHR M., TROUILLET P. (1988), Ouvrages d'art, actions et sollicitations thermiques, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **155**, mai-juin, pp. 57-72.
- [31] VIRLOGEUX M. (1983), La précontrainte extérieure, *Annales de l'ITBTP*, **420**, décembre, 148 pages.

ABSTRACT

Fire in engineering structures. Effects and consequences. The case of structures with external prestressing

P. TROUILLET - J.-P. BRUNET-BUSCHIAZZO

This paper describes the fires which have occurred on French conceded motorways

A survey has revealed the frequency of fire is about the same as that of other actions covered by regulations. The survey described the geometry of the seat of the fire, the height of the flames, the heat which is generated and the fire resistance of civil engineering materials. The most serious fire was produced by a heavy truck.

A detailed analysis of fires in France, Italy and the United Kingdom has shown that the range of temperature specified in ISO 834 provides a reasonable basis at least for initial research. This paper gives theoretical consideration to the specific case of engineering structures with external prestressing cables, and identifies the areas where further research is needed.