

REHABILITATION DES STRUCTURES INCENDIEES.
-----I. INTRODUCTION.

Lorsqu'un bâtiment subit un incendie d'une certaine importance, des dégâts considérables sont causés à tout ce qu'on pourrait appeler l'habillage intérieur de la construction; menuiseries et vitrages, revêtements des murs, des plafonds et des sols,.. Les noircissements dus aux fumées peuvent s'étendre bien au-delà de la zone directement affectée par les flammes. Les dégâts causés par les eaux d'extinction sont parfois plus importants que ceux causés par l'incendie lui-même.

Si la capacité portante de la structure n'a manifestement pas été affectée par l'incendie, il conviendra bien sûr de remédier à tout ces désordres avant de réutiliser le bâtiment. Il s'agit cependant là d'un domaine qui n'est habituellement pas celui de l'ingénieur des constructions.

Celui-ci pourra être amené à donner un avis dans les cas où la structure n'a pas été complètement détruite mais où il semble qu'elle ait été affectée par l'incendie. La question posée est alors la suivante: Quelle partie de la structure est-il nécessaire de démolir et de remplacer et quelle partie peut-elle être réutilisée telle quelle?

Les pertes indirectes liées à l'incendie (perte d'exploitation et de chiffre d'affaires, perte de part de marché, défidélisation de la clientèle,...) peuvent être supérieures aux pertes directes et on rapporte qu'environ deux tiers des entreprises ayant subi un incendie majeur cessent leurs activités dans les trois ans qui suivent. La pression exercée sur l'expert pour qu'il rende un avis le plus rapidement possible est souvent très grande en raison des intérêts en jeu pour le propriétaire, l'exploitant et les compagnies d'assurance. Il importe alors (et c'est souvent le cas dans d'autres circonstances de la vie) de résister aux pressions, de garder la tête froide et de procéder à tous les examens nécessaires avant de rendre l'avis qui engagera sa responsabilité.

Les présentes notes se veulent une introduction aux principes qui doivent guider l'ingénieur dans sa décision. Les références bibliographiques seront consultées avec profit pour l'analyse des cas réels qui se présenteront dans la pratique.

Comme la réponse d'une structure à l'incendie dépend essentiellement du matériau qui la compose, les notes seront structurées suivant ce critère.

II. HISTOIRE DE L'INCENDIE.

Le premier coup d'oeil sur un bâtiment incendié donne toujours une impression de désolation et de destruction irrémédiable et ce n'est qu'après un premier déblayage et nettoyage que les possibilités de

réhabilitation apparaissent. Un premier examen doit d'abord permettre d'estimer quel est le danger que le bâtiment présente dans son état actuel et de décider si la réhabilitation pourrait être une solution économiquement acceptable.

L'examen du bâtiment le plus tôt possible après l'incendie, c'est-à-dire avant le déblayage, fournit des informations essentielles concernant la durée et la sévérité de l'incendie. Les données suivantes peuvent constituer une aide dans ce sens (voir aussi [6]).

100°C et >	: Les peintures se détériorent légèrement.
200°C environ	: Les câbles de P.V.C. brunissent, la laine brûle.
200°C et >	: Le bois s'enflamme dans certaines conditions (vitesse de combustion : 0.6 à 0.7 mm/min.).
230°C	: Les papiers, les journaux brûlent.
250°C environ	: Le coton s'enflamme et brûle, le PMMA fait des bulles.
250°C et >	: Les peintures sont nettement dégradées.
275, 300°C	: Modification de l'aspect des surfaces zinguées.
290°C et >	: Le PMMA brûle.
310°C	: La mousse de polyuréthane brûle.
327°C	: Fusion du plomb, formation de gouttes.
345°C	: Inflammation du polyéthylène.
346 à 399°C	: Le G.F.R.Polyester brûle.
350°C	: Le polystyrène brûle.
391°C	: Le polyvinyl chlorure brûle.
416°C	: La mousse de polyuréthane s'enflamme.
419°C	: Fusion du zinc.
400 à 500°C	: Le P.V.C. noircit.
424°C	: Le nylon s'enflamme.
450°C environ	: Le PMMA s'enflamme.
454°C	: Le polyvinyl s'enflamme.
485°C	: Le G.F.R.Polyester s'enflamme.
490°C	: Le polystyrène s'enflamme.
660°C	: Fusion de l'aluminium, formation de gouttes.
700 à 800°C	: Ramollissement des plaques de verre.
950°C	: Fusion de l'argent, formation de gouttes.
1000°C	: Fusion du bronze.
1023°C	: Fusion du cuivre.
1100 à 1200°C	: Fusion de la fonte.

III. STRUCTURES EN ACIER.

1. Essais non destructifs sur éléments en acier.

Le prélèvement d'échantillons et la réalisation d'essais de traction n'est pas toujours possible, à cause de l'affaiblissement qu'il engendre. On peut cependant, en prélevant des échantillons sur les éléments les plus atteints et que l'on avait décidé de remplacer, obtenir une borne inférieure des propriétés résiduelles de l'acier dans l'ensemble du bâtiment.

Les examens métallographiques sur échantillons peuvent également donner une idée du cycle thermique subi par l'acier (voir [2]).

Le type d'essai non destructif sur site le plus utilisé est l'essai de dureté pour lequel il existe de nombreux types d'appareils portatifs. Le principe de l'essai est d'appliquer avec une force donnée une forme

déterminée (une bille, par exemple) sur la surface préalablement polie, et de mesurer la largeur de l'empreinte ainsi formée dans le métal testé. Cette largeur peut être reliée à la contrainte de rupture du matériau. Celle-ci donne elle-même une idée de la limite d'élasticité si on connaît le rapport entre les deux grandeurs pour ce matériau (de 0.54 pour les aciers les plus doux à 0.82 pour les aciers plus durs, 0.70 pour l'acier coulé). Plus qu'une détermination vraiment qualitative de la limite d'élasticité, il faut surtout voir dans cet essai le moyen de comparer différentes sections d'une même structure entre elles.
N.B. Utiliser un appareil dont l'empreinte est plus grande que la taille des grains du métal, de l'ordre du millimètre par exemple.

Il existe aussi des équipements portables permettant de réaliser des examens métallographiques sur sites. Outre la difficulté pratique de bien préparer les surfaces et d'effectuer des observations correctes dans des conditions parfois difficiles, cet essai ne peut être interprété que par un métallurgiste expérimenté.

Cet essai permet cependant de distinguer si on est en présence d'acier ou de fonte, et même souvent de distinguer entre différents types d'acier. Il permet aussi de voir si le métal a été modifié par la chaleur en observant les changements de microstructure.

2. Effets d'un incendie sur l'acier.

Echauffement.

L'acier est très bon conducteur de la chaleur et sa capacité calorifique n'est pas suffisante pour retarder de beaucoup l'élévation de température que subissent les profilés non protégés lors d'un incendie. Considérer pour les sections peu massives non protégées que la température (dans ce cas uniforme) de l'acier est égale à la température qui règne dans le local est une hypothèse sécuritaire qui est assez proche de la réalité.

Un retard dans l'échauffement de l'acier peut se produire pour les profils plus massifs, c'est-à-dire à partir de U/F , rapport entre la surface du profil soumise à l'incendie (en m^2/m) et le volume de matière (en m^3/m), plus petit que $100 m^{-1}$. Les protections thermiques retardent évidemment aussi la montée en température de l'acier. Celles-ci ne sont cependant prévues que pour résister à un seul incendie et il est généralement nécessaire de les remplacer pour assurer à la structure éventuellement réutilisée une nouvelle résistance au feu. Il convient aussi d'éliminer les dépôts de fumée avant d'appliquer une nouvelle peinture intumescence ou une projection de fibres minérales ou de vermiculite. On peut trouver dans [1] les propriétés thermiques de l'acier ainsi que les équations à une dimension qu'il faut intégrer par rapport au temps (par différences finies, par exemple) pour évaluer la température dans l'acier, si on connaît la manière dont a évolué la température dans le local.

Les assemblages d'angle dans les portiques s'échauffent généralement plus lentement que le reste de la structure à cause d'une zone plus froide qui se forme dans les coins du volume incendié et à cause de la plus grande massivité locale.

Dilatation.

L'élévation de température dans l'acier s'accompagne d'une dilatation thermique. Aux faibles températures, on considère un coefficient de dilatation de $12 \cdot 10^{-6} /K$. Pour les températures subies par

l'acier lors d'un incendie, il est plus correct de compter sur un coefficient moyen de $14 \cdot 10^{-6} /K$ ce qui conduit à un allongement de 1 cm/m pour une température de 700°C.

A part les phénomènes temporaires liés au changement de phase vers 650°C, cette dilatation thermique est réversible. L'allongement rémanent d'une barre non contrainte est nul après un cycle chauffe refroidissement.

Résistance.

Le diagramme contrainte déformation des aciers courants de construction est idéalisé, à température ordinaire et pour les faibles déformations, par un diagramme élastoplastique caractérisé par le module d'élasticité et par la limite élastique.

Lorsque la température s'élève, la forme du diagramme change (voir figure 1, extraite de [1]).

La zone linéaire est caractérisée par un module d'élasticité qui diminue avec l'augmentation de température.

Il en est de même de l'étendue de cette zone élastique; la limite de proportionnalité diminue lorsque l'acier s'échauffe.

Une zone non linéaire apparaît qui donne lieu à de plus grandes déformations.

La contrainte maximale diminue elle aussi, mais seulement pour des températures supérieures à 400°C. On considère que cette contrainte maximale est atteinte pour une déformation de 2% .

La figure 2 indique de quelle manière varient les trois paramètres qui caractérisent la loi contrainte déformation aux températures élevées. Les courbes reprises sur cette figure intègrent de manière implicite le fluage tel qu'il se produit pour des incendies courants. La situation pourrait être différente pour des incendies très violents mais très courts ou pour une exposition à des températures moins élevées mais s'étendant sur une longue durée.

Les autres produits sidérurgiques (fonte, acier coulé, fer de Suède) qui ont été employés abondamment dans le passé et que l'on peut rencontrer dans des bâtiments anciens se comportent à peu près de la même manière lorsqu'ils s'échauffent (la résistance de l'acier coulé chute plus rapidement à partir de 450°C). Il en est de même pour l'acier des boulons, quoique des différences puissent apparaître suivant le mode de fabrication du boulon; simplement forgé à partir d'acier doux pour des nuances comme 4.6 , ou forgé à partir d'acier microallié puis trempé et revenu pour des nuances comme 8.8 . On consultera pour ces types d'acier la référence [2] .

On peut considérer que si la température maximale n'a pas dépassé 600°C, la limite d'élasticité, la contrainte de rupture et la fragilité d'un produit sidérurgique ne sont pratiquement pas modifiées lorsque le matériau est refroidi à 20°C, sauf pour des boulons à haute résistance où on a observé une chute de résistance rémanente dès que la température maximum dépassait 450°C, ce qui avait été la température du recuit de détente lors de la fabrication.

- Pour l'acier doux, on peut considérer pour la limite d'élasticité une réduction de 30 N/mm^2 par 100°C au delà de 600°C. Si un essai de dureté donne une valeur résiduelle de la contrainte de rupture qui satisfait encore les exigences de la norme pour ce type d'acier, il est peu probable que la limite d'élasticité résiduelle ne satisfasse pas elle aussi aux impositions de la norme.

- Pour de l'acier microallié au vanadium ou au niobium (limite d'élasticité à froid de 345 N/mm^2 , on a observé une chute de la limite d'élasticité résiduelle de 50 N/mm^2 par 100°C au delà de 600°C. Si les

essais de dureté montrent que la contrainte de rupture est notablement plus faible dans les zones affectées par l'incendie que dans les zones qui en ont été préservées, et si cette contrainte de rupture ne dépasse pas de plus de 10% la valeur qui est prescrite par la norme, il est conseillé de prélever des échantillons pour vérifier que la limite d'élasticité respecte toujours les prescriptions de la norme.

- Pour de l'acier COR-TEN B (limite d'élasticité minimum égale à 345 N/mm^2) la contrainte de rupture résiduelle n'est que très peu affectée par la température maximum. La limite d'élasticité résiduelle n'est pas affectée si la température maximum est inférieure à 700°C . Au voisinage de 800°C , la réduction observée était pourtant de 70 N/mm^2 . On sera donc plus prudent dans l'interprétation des essais de dureté pratiqués sur ce type d'acier.

- La résistance rémanente de la fonte chauffée à 750°C peut ne plus valoir que 50% de la valeur initiale. La résistance au feu des colonnes en fonte peut toutefois être assez élevée à cause du faible taux de travail admis en service pour ce matériau et de la grande massivité des sections utilisées (des tubes, le plus souvent). La fonte grise est un matériau peu ductile susceptible de ruptures brutales sous l'action d'un refroidissement non uniforme (lance d'incendie). Les fissures capillaires que l'on observe en surface suite au refroidissement ne peuvent être acceptables que pour des colonnes soumises à charges centrées et statiques. En cas de charges donnant lieu à flexion, et donc aussi pour les poutres, il y a lieu de remplacer les éléments dont la température maximum a dépassé 350°C car il y a tout lieu de penser que, sous la charge maximale d'utilisation, les fissures capillaires réapparaîtraient.

- Les propriétés de l'acier coulé ne diminuent pas même après des expositions à 900°C . Pourvu qu'une charpente de cette nature ne soit pas déformée, il n'y a pas de raison de la remplacer. Attention toutefois à la qualité très variable de ce matériau qu'il ne faut donc pas soumettre à des contraintes supérieures à ce qui était admissible à l'époque de la construction.

- Les boulons forgés à froid à partir d'acier doux présentent les mêmes caractéristiques que ce matériau. Les boulons à haute résistance subissent des détériorations de leurs caractéristiques dès que la température maximale dépasse 450°C , auquel cas il est conseillé d'en prélever quelques uns pour effectuer des essais et procéder à d'éventuels remplacements.

- Les profils légers formés par pliage à froid de tôles d'acier galvanisées ont tendance à se déformer rapidement suite au relâchement des contraintes résiduelles d'écrouissage présentes dans les coins. De plus, la dégradation de la protection zinguée qui se produit pour des températures modérées fait souvent du remplacement de ces sections la solution la plus économique.

- Peu de travaux ont été réalisés sur le comportement des joints soudés ayant subi un incendie. Il semble cependant que les effets de l'échauffement puissent être plus favorables que nuisibles à la soudure et les ruptures en cas d'incendie sont rares. Dans la pratique, la réutilisation de joints soudés devrait faire l'objet d'examen attentifs, à l'aide de méthodes non destructives par exemple.

3. Comportement de l'acier en cours d'incendie.

Les contraintes que subit la structure durant l'incendie sont dues aux charges extérieures agissant à ce moment (et peut-être inférieures aux charges de dimensionnement), aux surcharges éventuelles dues à l'eau

d'extinction (des ruptures dues à cette eau ont parfois été observées) et aux dilatations thermiques empêchées. Dans une structure complètement bridée, un échauffement de 100°C suffit à produire la plastification d'un acier doux. En réalité, le bridage total n'existe pas et les raideurs de blocages rencontrées en pratique conduisent généralement à des contraintes thermiques beaucoup plus faibles. Dans les structures non bridées, les dilatations libres peuvent parfois entraîner des désordres à causes des grands déplacement qu'elles induisent.

En se plaçant au niveau local (contrainte et déformation), on remarque que si la limite de proportionnalité reste supérieure à la contrainte, la structure se refroidit en reprenant son état initial et le calcul classique de la capacité portante après incendie peut être conduit en tenant compte des propriétés résiduelles du matériau.

Si la contrainte est comprise entre la limite de proportionnalité et la contrainte de rupture, la structure se refroidit en conservant une déformée résiduelle. Si celle-ci est acceptable au point de vue esthétique, on l'introduit dans l'analyse de la structure, en tenant compte des propriétés résiduelles de l'acier, car elle peut avoir une influence sur les sollicitations.

Si la contrainte atteint la contrainte de rupture, il y a ruine par allongement excessif ou rupture.

Au niveau global, on peut compter sur la différence entre capacité élastique et capacité plastique d'une section, ainsi que sur une redistribution plastique entre les sections.

Les caractéristiques mécaniques qui entrent en jeu sont bien entendu celle de l'acier réellement fourni, et elle sont souvent supérieures aux caractéristiques imposées au cahier des charges.

IV. STRUCTURES EN BETON ARME.

1. Méthodes d'investigation in situ.

Le béton qui a subi une température maximum supérieure à 300°C est souvent marqué par une coloration plus rose. La détermination de la profondeur de béton qui a atteint cette température donne une indication de la sévérité de l'incendie, par comparaison avec l'incendie normalisé. Certains bétons cependant, notamment si le granulats est calcaire, ne présentent pas cette coloration rose et l'absence de coloration ne signifie pas de façon certaine que le béton n'a pas été endommagé par la chaleur. D'un autre côté, la carbonatation des vieux bétons peut elle aussi amener à une couleur plus rose. La profondeur de carbonatation peut être déterminée par l'application de phénolphtaléine sur une face fraîchement dégagée.

On considère que le marteau et le burin sont deux excellents outils qui forment la base de toute investigation, même si leur maniement ne donne que des indications qualitatives.

Les essais de compression sur des carottes prélevées par forage peuvent donner des renseignements sur l'état du matériau à l'intérieur des éléments. Cet essai n'est pas approprié à l'étude d'un matériau qui présente des caractéristiques variables le long de l'axe de l'éprouvette et ne peut donc convenir pour évaluer l'état du béton dans les zones

proches de la surface, là où les gradients thermiques sont très importants.

Le scléromètre est un appareil léger et couramment disponible qui teste la dureté de surface du béton, laquelle est reliée par une relation empirique à la résistance du béton. Comme la surface d'application du choc doit être plane et que le nombre de points de mesure doit être grand pour réduire la variation, cet essai ne convient pas pour les surfaces mises à nu par le phénomène d'éclatement.

L'essai de mesure de la vitesse de propagation d'ondes ultrasoniques s'applique bien aux voiles ou aux dalles en béton armé pour lesquels on a accès aux deux faces. Il s'avère très utile surtout à titre de comparaison avec des zones que l'on sait avoir été peu affectées. Lors d'un incendie localisé, il permet de cerner l'étendue des zones structurellement endommagées par la chaleur.

L'essai est un peu moins fiable lorsque les deux têtes sont placées du même côté de la paroi à inspecter.

L'essai Windsor a été développé au U.S.A. mais il n'est que peu utilisé en Europe et le matériel n'est pas très courant. Il repose sur la longueur de pénétration d'un clou en acier qui est tiré dans le béton. Il donne une bonne indication de la profondeur de béton endommagé lorsqu'on le pratique sur des surfaces dégagées au burin à différentes profondeurs.

2. Effets d'un incendie sur le béton armé.

Echauffement.

La conductivité thermique du béton est environ 25 fois plus faible que celle de l'acier. Ainsi, même en cas d'incendie sévère, seule une couche extérieure de quelques centimètres verra sa température s'élever à plus de 200 ou 300°C (voir figure 3, extraite de [70]). C'est là la principale raison du comportement au feu souvent satisfaisant des éléments en béton armé, puisque les armatures, dont le rôle est essentiel pour assurer l'équilibre, sont protégées des effets de la chaleur par l'enrobage du béton. Le phénomène d'éclatement peut cependant accélérer la progression de la chaleur vers l'intérieur de la section et vers les armatures.

Le béton composé à partir de granulats calcaires est plus isolant que le béton composé à base de granulats siliceux ou quartzitiques.

Lors du refroidissement, on peut considérer que la conductivité thermique du béton conserve la valeur qui était la sienne au moment où il avait atteint sa température maximum.

Dilatation.

Le béton se dilate légèrement moins que l'acier lorsqu'il s'échauffe. On constate cependant que si la température maximum a dépassé 500°C, il subsiste un allongement permanent après le refroidissement, d'autant plus grand que la température atteinte a été élevée (jusqu'à 0.3 à 0.5 cm/m pour $T_{max} = 800^{\circ}C$).

Le béton de granulats calcaires se dilate moins que le béton siliceux.

Résistance.

Le béton qui s'échauffe voit sa résistance et sa rigidité diminuer. La rigidité chute dès les 100°C, est déjà bien affectée à 300°C et est fortement réduite à 600°C. Lorsque le béton se refroidit, il ne recouvre pas sa rigidité.

La résistance du béton diminue moins rapidement. C'est surtout vers les 500°C que la diminution la plus marquée se produit (voir figure 4, extraite de [5]). Sauf pour des températures maximum inférieures à 200°C, on peut encore tabler sur une diminution supplémentaire de l'ordre de 10% lors du refroidissement. Ex. 40 N/mm² avant l'incendie, 20 N/mm² correspondant à la température maximum et 18 N/mm² après le refroidissement. Cette diminution de résistance en phase de refroidissement, conjuguée au fait que la température continue à s'élever à l'intérieur des sections pendant un certain temps après l'extinction de l'incendie, explique les ruptures différées qui sont parfois observées.

On constate également que le béton de granulats calcaires se dégrade moins rapidement lorsque la température s'élève que les autres bétons.

Les armatures en acier doux se comportent comme l'acier de construction de la même nature.

Les barres étirées à froid voient leurs propriétés résiduelles diminuer à partir d'une température maximum de 500°C. Pour 600°C, la résistance après refroidissement est encore de 90% de la valeur avant l'incendie, et d'environ 70% pour T_{max} = 700°C.

Presque toutes les armatures actuelles sont en acier Tempcore pour lequel on ne dispose que de peu d'informations. Des prélèvements d'échantillons sont conseillés en cas de doute.

L'état de carbonatation du béton et l'état de corrosion des armatures doivent toujours être vérifiés avant de décider de réhabiliter une structure en béton armé incendiée car, même si ces phénomènes ne sont pas liés à l'incendie, ils conditionnent la durabilité et l'espérance de vie de la construction et interviennent donc directement dans l'intérêt économique de l'éventuelle réutilisation.

V. STRUCTURES EN BETON PRECONTRAIT.

Les armatures en béton précontraint voient leurs caractéristiques mécaniques chuter très rapidement en fonction de la température.

Après refroidissement, ces propriétés ne sont que partiellement recouvertes (voir figure 5, extraite de [2]). Comme, de plus, le taux de travail en service est élevé pour les aciers de précontrainte et à cause du fluage du béton et de la relaxation de l'acier, l'effort de précontrainte rémanent ne vaut souvent plus qu'une fraction de sa valeur avant l'incendie.

Tout cela incite à la prudence et le remplacement de câbles ou les essais de chargement en vraie grandeur doivent souvent être envisagés.

Une philosophie de réparation peut être de considérer que les armatures de précontraintes encore en place fonctionneront à l'avenir comme des armatures passives, ce qui nécessite souvent le placement d'armatures additionnelles. Dans les poutres, on peut envisager d'ajouter des câbles de précontrainte extérieurs, protégés et si possible rendus adhérents à la structure.

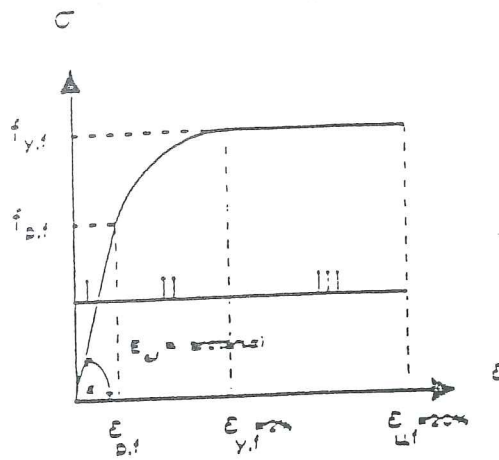


Figure 1.

Paramètres rapportés à leurs valeurs à température ambiante			
température (°C)	limite d'élasticité effective $f_{y,t}/f_d$	pente de la zone élastique $E_{a,t}/E_a$	limite de pro- portionalité $f_{p,t}/f$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00
200	1,00	0,90	0,80
300	1,00	0,80	0,60
400	1,00	0,70	0,42
500	0,78	0,60	0,36
600	0,47	0,31	0,18
700	0,23	0,13	0,075
800	0,11	0,09	0,05
900	0,06	0,0675	0,0375
1000	0,04	0,045	0,025
1100	0,02	0,0225	0,0125
1200	0,00	0,00	0,00

Figure 2.

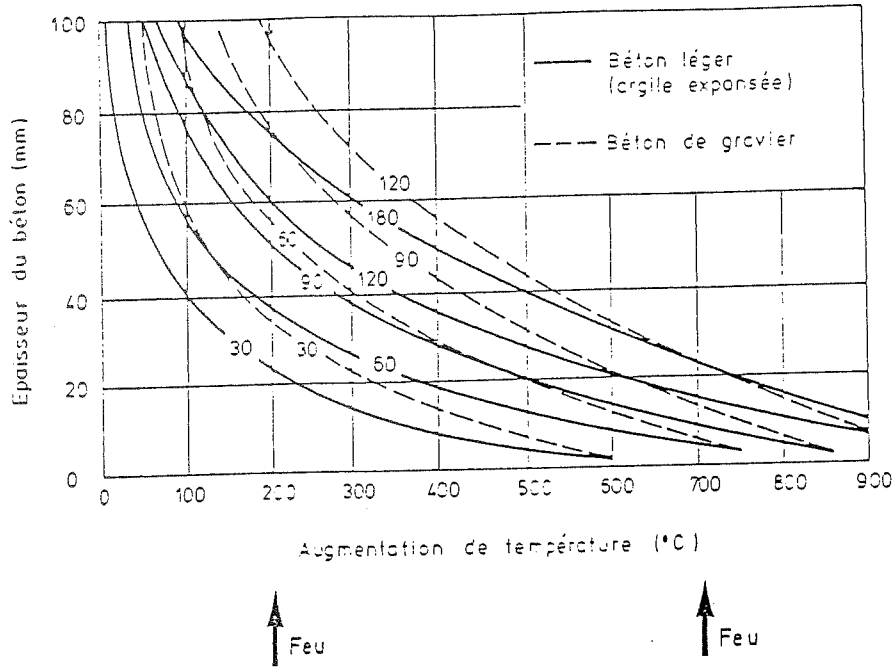


Figure 3.
 Augmentation de température dans des dalles en béton chauffées d'un seul côté

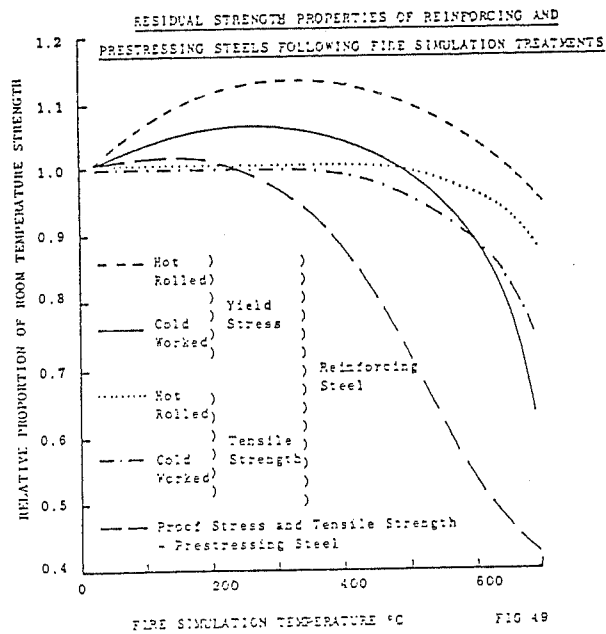


Figure 5.

Température du béton (°C)	$\bar{f}_c(\Theta)/\bar{f}_c(20^\circ\text{C})$		$\epsilon_{c1}(\Theta)/10^{-3}$
	siliceux	calcaire	
20	1	1,00	2,5
100	0,95	0,97	3,5
200	0,90	0,94	4,5
300	0,85	0,91	6,0
400	0,75	0,85	7,5
500	0,60	0,74	9,5
600	0,45	0,60	12,5
700	0,30	0,43	14,0
800	0,15	0,27	14,5
900	0,08	0,15	15,0
1000	0,04	0,06	15,0
1100	0,01	0,02	15,0
1200	0	0,00	-

Figure 4.

VI. BIBLIOGRAPHIE.

- [1] Eurocode 3. Design of steel structures.
Part 10. Structural Fire Design.
- [2] The Reinstatement of Fire Damaged Steel and Iron Framed Structures.
ISBN 0 900206 46 2
British Steel Corporation. Swinden Laboratories. 1986
- [3] Etude de la résistance au feu des éléments métalliques protégés.
Addendum N°1 : Caractéristiques de l'acier après refroidissement.
Convention IRSIA N° 1982 du 16-10-1972, recherche nationale
"incendie". Voir C.B.L.I.A., 1975, J.F. Behets.
- [4] Bulletin d'information N° 145.
C.E.B., Paris.
- [5] Eurocode 2. Design of concrete structures.
Part 10. Structural Fire Design.
- [6] Principles of fire investigations.
A.C. Cooke & H.I. Rodger.
The Institution of fire engineers, 1985, Leicester.
- [7] *Résistance au feu des structures*
Commission nationale belge de recherche incendie.