

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Thèse de Doctorat

Présentée à l'université 8 mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Présentée par : **GUERGAH Cherif**

**Contribution à l'étude au feu des éléments en béton armé
-Prise en compte de l'écaillage du béton-**

Sous la direction du Professeur **GUENFOUD Mohamed**

Composition du jury :

NOUAOURIA M ^{ed} Salah.	Président	Prof. Université 8 Mai 1945 Guelma
GUENFOUD Mohamed	Rapporteur	Prof. Université 8 Mai 1945 Guelma
BENMARCE Abd Alaziz	Examineur	Prof. Université 8 Mai 1945 Guelma
BELACHIA Mouloud	Examineur	Prof. Université 20 Aout 1955 Skikda
LASSOUED Rachid	Examineur	Prof. Université frères Mentouri Constantine 1
HADIDANE Yazid	Examineur	MCA. Université Badji Mokhtar Annaba

Remerciements

Au terme de ce travail, Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail et nous lui rendons grâce.

En second lieu, J'adresse mes sincères remerciements à mon enseignant et directeur de thèse, Professeur G'UENFOUD Mohammed, pour ses nombreux conseils, son aide précieuse et sa compréhension durant l'élaboration de ce mémoire. Je lui suis également reconnaissant pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.

Je tiens également à remercier Monsieur NOUAOURIA Mohamed Salah, Professeur à l'université 8 Mai 1945 de Guelma, pour m'avoir fait l'honneur de présider au jury de la soutenance. Qu'il trouve ici l'expression de mon profond respect.

Mes vifs remerciements vont également à mon enseignant, BENMARCE Abaelaziz. Professeur à l'université 8 Mai 1945 de Guelma, qui m'a fait profiter de ses vastes connaissances scientifiques et d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent aux Messieurs : BELACHIA Mouloud. Professeur à l'Université de SKIKDA, HADIDANE Yazid. Professeur à l'Université d'Annaba et également à Monsieur LASSOUED Rachid. Professeur à l'Université des frères Mentouri Constantine, pour avoir porté un regard critique à cette thèse en tant que rapporteurs. Le regard critique, juste et avisé qu'ils ont porté sur mon travail ne peut que m'encourager à être encore plus perspicace et engagé dans mes recherches.

Je voudrais aussi exprimer mes sincères remerciements à mon enseignant R. MANSOURI, Professeur à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma, et à mes collègues Dr: DIMIA SALAH Maîtres de conférences à l'Université de Batna et Dr: ZEGHADNIA L. Maîtres de conférences à l'Université de Souk Ahras qui m'ont apporté leur aide à la réalisation de ce modeste travail.

Je suis enfin très reconnaissant envers ma famille, en particulier ma femme, pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant toute la durée de ce travail.

Cherif G'UERGAIH

عناصر هياكل الخرسانة المسلحة (الأعمدة، الروافد، البلاطة الخرسانية، الخ) تتميز عموماً بمقاومة جيدة للحريق بسبب العزم الحراري الجيد لمادة الخرسانة. ومع ذلك، في بعض الحالات، فإن ظاهرة التقشر قد تؤدي إلى انخفاض سريع وملفت لمقاومة العناصر المعنية (انخفاض في زمن الانهيار). وعليه فإن الأخذ بعين الاعتبار ظاهرة التقشر في مختلف القوانين غالباً ما يتم عن طريق المقاربات التجريبية، وبالتالي لحد الآن لا يمكن إجراء أي حساب تنبئي بشكل دقيق. العمل الحالي يتعلق بالنمذجة العددية لسلوك عناصر الخرسانة المسلحة (الروافد) في حالة تعرضها للحريق، مع الأخذ بعين الاعتبار ظاهرة تقشر الخرسانة. الدراسة المعلمية التي قمنا بها تدور حول: تعميم التقشر على طول العنصر أو لا، مع الأخذ بعين الاعتبار التقشر الذي يظهر على جهة أو أكثر من هذا العنصر و تأثير المعلمات المختلفة مثل اختلاف الشروط الحدودية والحد من الخواص الميكانيكية للمواد مع ازدياد درجة الحرارة. النتائج المتحصل عليها تبين التأثير الكبير للتقشر على الاستقرار الميكانيكي للعناصر الهيكلية في حالة الحريق، إما عن طريق تخفيض وقت الانهيار و/أو عن طريق التخفيض من إجهاد التشقق ومعامل الظل.

لمفتاحية: النار، التآكل، الروافد، الخرسانة المسلحة، النمذجة، SAFIR

Résumé

Les éléments de structure en béton armé (poteaux, poutres, dalles...) présentent en général une bonne résistance au feu en raison de la forte inertie thermique du matériau béton. Toutefois, dans certains cas, l'apparition de phénomène d'écaillage peut mener à une réduction rapide et marquée de la résistance des éléments concernés (réduction du temps de ruine). La prise en charge du risque d'écaillage des bétons dans les différentes réglementations est souvent basée sur des approches expérimentales, par voie de conséquent aucun calcul prédictif précis ne peut être encore réalisé. Le présent travail correspond à la modélisation numérique du comportement au feu des éléments en béton armé (poutres), avec la prise en compte du phénomène d'écaillage. L'étude paramétrique que nous avons menée, a porté sur: La généralisation de l'écaillage le long de l'élément ou non, la prise en compte d'un écaillage qui se manifeste sur une ou plusieurs faces de cet élément et l'influence de différents paramètres tels que la variation des conditions aux limites et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux en fonction de l'évolution de la température. Les résultats obtenus montrent l'influence majeure de l'écaillage sur la stabilité mécanique des éléments structuraux en situation d'incendie et cela soit par la réduction du temps de ruine et/ou par la réduction de la contrainte de rupture et du module tangent.

MOTS-CLEFS: Feu, Écaillage, Poutre, Béton armé, Modélisation, SAFIR.

Abstract

The reinforced concrete structural elements (Columns, beams, slabs, etc.) generally exhibit good fire resistance due to the high thermal inertia of the concrete material. However, in some cases, the appearance of spalling phenomenon may lead to a rapid and marked reduction of the resistance of the elements concerned (reduction the time of failure). Taking into account the spalling risk of concrete, various regulations are often based on experimental approaches, and therefore no predictive calculation can yet be realized. The present work corresponds to the numerical modeling of the fire behavior of reinforced concrete elements (beams), with taking into account the spalling phenomenon. The parametric study focused on: The generalization of the spalling along the element or not, taking account of spalling which occurs on one or more sides of the element, and the influence of various parameters such as changes in boundary conditions and reduced mechanical properties of materials as a function of changes in temperature. The results obtained show the major influence of spalling on the mechanical stability of structural elements in a fire situation, and that this is by reducing the failure time and/or by reducing the yield strength and tangent modulus.

Keywords: *Fire; spalling; beam; reinforced concrete; modelling; SAFIR.*

TABLES DES MATIÈRES

<i>Tables des matières</i>	4
<i>Liste des tableaux et figures</i>	7
<i>Liste des symboles et abréviations</i>	11
<i>Introduction générale</i>	14

CHAPITRE I: EFFETS DE LA HAUTE TEMPÉRATURE SUR LES PROPRIÉTÉS THERMO-PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DU BÉTON..... 18

1.1. Introduction.....	18
1.2. Effet des températures élevées sur les propriétés des constituants du béton	19
1.2.1. Effet de la température sur la pâte de ciment.....	19
1.2.2. Effet de la température sur les granulats.....	20
1.2.3. Dégradation de l'interface pâte granulats à haute température.....	21
1.3. Évolution des propriétés physiques du béton au cours d'échauffement.....	22
1.3.1. Évolution de la porosité.....	22
1.3.2. Évolution de la perméabilité.....	23
1.3.3. Perte de masse.....	24
1.4. Évolution des propriétés thermiques du béton au cours d'échauffement.....	25
1.4.1. Conductivité thermique.....	25
1.4.2. Chaleur spécifique (chaleur massique)	26
1.4.3. Diffusivité thermique.....	27
1.4.4. Effusivité thermique.....	28
1.5. Évolution des propriétés mécaniques du béton au cours de l'échauffement.....	29
1.5.1. Résistance en compression à hautes températures.....	29
1.5.2. Résistance en traction à hautes températures.....	31
1.5.3. Module d'élasticité	32
1.5.4. Coefficient de Poisson.....	33
1.5.5. Énergie de fissuration G_f	34
1.6. Déformation thermique libre du béton à hautes températures.....	35
1.7. Déformation du fluage thermique transitoire.....	36
1.7.1. Modèle implicite et modèle explicite	37
1.8. Conclusion.....	39

CHAPITRE II : PROPRIÉTÉS THERMO-PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DU BÉTON ET DE L'ACIER DE CONSTRUCTION À TEMPÉRATURE ÉLEVÉE (SELON EUROCODES ET DTU).....40

2.1. Introduction.....	40
2.2. Propriétés thermo-physiques du béton	41
2.2.1. Dilatation thermique	41
2.2.2. Chaleur spécifique.....	42
2.2.3. Conductivité thermique.....	43
2.2.4. Masse volumique.....	44
2.2.5. Propriétés mécaniques du béton à températures élevées.....	45

2.2.5.1. Résistance en compression du béton normal (jusque C50/60)	45
2.2.5.2. Bétons à haute résistance	46
2.2.5.3. Propriétés de résistance et de déformation du béton.....	46
2.3. Comportement thermo-physiques et mécaniques des aciers de construction.....	48
(À température élevée)	
2.3.1. Propriétés thermo-physiques de l'acier.....	49
2.3.2. Diffusion de chaleur dans l'acier.....	50
2.3.2.1. Le flux net de chaleur.....	50
2.3.3. Facteur de massivité	51
2.3.4. Le coefficient d'ombre.....	52
2.3.5. Chaleur spécifique.....	52
2.3.6. Dilatation thermique de l'acier.....	53
2.3.7. Conductivité thermique.....	54
2.3.8. Masse volumique	55
2.3.9. Propriétés mécaniques.....	55
2.3.9.1. Propriétés de résistance et de déformation.....	55
2.3.9.2. Réduction de la contrainte élastique maximale et du module d'élasticité des éléments en acier.....	56
2.4. Comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton.....	59
2.4.1. Déformation thermique.....	60
2.4.2. Caractéristiques thermiques du béton et de l'acier.....	61
2.4.3. Déformations et dilatations thermiques des éléments structuraux en béton armé	62
2.5. Conclusion	63
CHAPITRE III : ÉCAILLAGE ET ÉCLATEMENT DU BÉTON-ÉTAT DE L'ART.....	65
3.1. Introduction.....	66
3.2. Phénomène d'éclatement et d'écaillage du béton.....	67
3.2.1 Écaillage du béton.....	68
3.2.2 Éclatement du béton.....	68
3.3 Facteurs affectant le phénomène d'écaillage et d'éclatement.....	69
3.4 Différentes formes et types d'écaillage.....	71
3.4.1 Éclatement de granulats (aggregate spalling)	72
3.4.2 Éclatement d'angle (corner separation)	72
3.4.3 Éclatement de surface (surface spalling)	72
3.4.4 Éclatement explosif (explosive spalling).....	72
3.4.5 Éclatement par détachement des granulats (Sloughing off)	73
3.4.6 Éclatement en phase de refroidissement (post-cooling spalling)	74
3.5 Mécanismes d'écaillage explosif à haute température.....	74
3.6 Processus d'écaillage.....	75
3.6.1 Le processus thermo-hydrique (LCPC)	75
3.6.2 Le processus thermo-mécanique	77
3.6.3 Approche couplée thermo-hydro-mécanique.....	78
3.6.3.1 Conclusion sur l'approche couplée thermo-hydro-mécanique	79
3.7 Écaillage des différents types de bétons.....	80
3.7.1 Écaillage des bétons ordinaires et des bétons de hautes performances (BHP).....	80
3.7.2 Écaillage des bétons de hautes résistances (BHR)	80

3.7.3 Écaillage des bétons autoplaçants (BAP)	81
3.8 Température d'écaillage.....	81
3.9 Moyens de prévention.....	82
3.9.1 Mesures de protection selon EN 1992-1-2.....	83
3.9.1.1 Mesures pour BO.....	83
3.9.1.2 Mesures pour béton de haute résistance (BHR)	84
3.10 Prise en compte réglementaire des risques d'écaillage	85
3.11 Modélisation avancée.....	85
3.12 Conclusion.....	87

CHAPITRE IV : MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU PHÉNOMÈNE D'ÉCAILLAGE -CAS D'UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ-.....89

4.1. Introduction.....	90
4.2. Pourquoi l'élément poutre ?	91
4.3. Code de calcul employé (SAFIR)	91
4.4. Contexte de la recherche.....	93
4.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés.....	93
4.6. Description de la poutre étudiée.....	94
4.7. Modèles d'incendie.....	94
4.8. Analyse thermique.....	96
4.8.1. Modélisation des échanges thermiques	96
4.8.2. Résultats de l'analyse thermique.....	97
4.8.2.1.Évolution de la température dans une section transversale d'une poutre en béton armé.....	97
4.9. Analyse mécanique.....	103
4.9.1. Évolution des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre non écaillée.....	104
4.9.12. Variation du module de l'acier en fonction de la température.....	106
4.10. Poutre écaillée sur les trois faces.....	106
4.10.1. Poutre simplement appuyée.....	106
4.10.2. Poutre encastree-appuyée.....	107
4.10.3. Poutre bi-encastree:	108
4.11. Poutre écaillée d'une seule face.....	110
4.12. Volume du béton écaillé.....	112
4.13. Influence de nombre de barre d'armatures inférieures sur le comportement au feu des poutres écaillées.....	112
4.13.1. Évolution du temps de résistance.....	116
4.13.2. Déformée des poutres.....	117
4.13.3. Effet de l'encastrement.....	117
3.11. Discussions.....	117
3.12. Conclusion.....	118
Conclusion générale et perspectives.....	120
Bibliographie.....	124

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

Chapitre I

Figure 1.1	<i>Évolution de la quantité des phases de la pâte de ciment Portland au cours d'un traitement thermique.....</i>	20
Figure 1.2	<i>Étude de la stabilité thermique et des transformations physico-chimiques de divers granulats en fonction de la température.....</i>	21
Figure 1.3	<i>Déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats.....</i>	22
Figure 1.4	<i>Évolution de la porosité totale d'un béton ordinaire ($R_c=36$ MPa) et d'un béton haute performance ($R_c=110$ MPa).....</i>	23
Figure 1.5	<i>Évolution de la perméabilité des bétons BO et BHP en fonction de la température.....</i>	24
Figure 1.6	<i>Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température.....</i>	25
Figure 1.7	<i>Évolution de la conductivité thermique du béton en fonction de la température.</i>	26
Figure 1.8	<i>Variation de la chaleur spécifique du BO en fonction de température.....</i>	27
Figure 1.9	<i>Diffusivités thermiques de différents bétons en fonction de la température.....</i>	28
Figure 1.10	<i>Effusivité thermique du béton et de l'acier.....</i>	28
Figure 1.11	<i>Courbes de la variation de la résistance en compression.</i>	30
Figure 1.12	<i>Évolution de la résistance résiduelle relative à la compression de bétons de fibres métalliques, de polypropylène et de cocktail de fibres métalliques et polypropylène.....</i>	31
Figure 1.13	<i>Évolution de la résistance à la traction en fonction de la température</i>	32
Figure 1.14	<i>Évolution du module d'élasticité résiduel en fonction de la température pour différents types de bétons.....</i>	33
Figure 1.15	<i>Évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire.....</i>	34
Figure 1.16	<i>L'évolution relative de l'énergie de fissuration obtenue pour différentes températures.</i>	35
Figure 1.17	<i>Déformation thermique libre de différents types de béton.....</i>	36
Figure 1.18	<i>Déformation totale de différents bétons chauffés sous charge constante.....</i>	37
Figure 1.19	<i>Comparaison entre différents modèles de fluage transitoire et des données expérimentales.....</i>	38

Chapitre II

Figure 2.1	Dilatation thermique totale du béton en fonction de la température.....	41
Figure 2.2	Chaleur spécifique, ($\rho_{t, totale}$) en fonction de la température pour 3 teneurs en eau, u, différentes : $G_{CP}^{(0)}$, 2% et 3 % du poids de béton.....	42
Figure 2.3	Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température.....	43
Figure 2.4	Conductivité thermique du béton.....	43
Figure 2.5	Évolution de la conductivité thermique des bétons en fonction de la température.....	44
Figure 2.6	Évolution de la résistance du béton en fonction de la température et du type de granulats selon la Norme EN 1992-1-2.....	45
Figure 2.7	Diminution de la résistance à la compression des bétons haute résistance.....	46
Figure 2.8	Modèle mathématique des relations contrainte déformation du béton en compression aux températures élevées.	47
Figure 2.9	Connexion en acier après exposition au feu.....	49
Figure 2.10	Concept de facteur de massivité.....	51
Figure 2.11	Chaleur spécifique de l'acier au carbone en fonction de la température.....	53
Figure 2.12	Dilatation thermique de l'acier (Courbe 1 : acier de béton armé, Courbe 2 : acier de précontrainte)	53
Figure 2.13	Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température.	54
Figure 2.14	Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées.	55
Figure 2.15	Réduction des propriétés mécaniques de l'acier de construction aux températures élevées.....	57
Figure 2.16	Facteur de réduction de la résistance caractéristique des armatures tendues ou comprimées.....	58
Figure 2.17	Chutes de résistance du béton et de l'acier selon l'Eurocode 2	59
Figure 2.18	Chute de rigidité du béton et de l'acier.....	60
Figure 2.19	Évolution de la déformation thermique de l'acier-béton en fonction de la température.....	61
Figure 2.20	Efforts de compression générés par la dilatation thermique empêchée.....	62
Figure 2.21	Déformations et contraintes dans la section du béton au cours d'échauffement.....	63
Figure 2.22	Augmentation du diagramme des moments pour poutres continues.....	63
<hr/>		
Tableau 2.1	Valeurs pour les paramètres principaux de la relation contrainte-déformation du béton de densité normale réalisé avec des granulats siliceux ou calcaires aux températures élevées.....	48
Tableau 2.2	Relation entre les différents paramètres du modèle de la figure 1.33.....	56
Tableau 2.3	Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées.....	58
Tableau 2.4	Caractéristiques thermiques du béton et de l'acier.....	61

Chapitre III

Figure 3.1	<i>Écaillage d'un élément du tunnel de Great Belt testé à l'Institut de recherche technique de Suède.</i>	66
Figure 3.2	<i>A gauche répartition des victimes d'incendie, A droite, nombre d'incendies en 1997</i>	67
Figure 3.3	<i>Écailles de béton soumis à un incendie.</i>	68
Figure 3.4	<i>Risque d'éclatement des bétons en fonction de la teneur en eau et de la charge appliquée.....</i>	69
Figure 3.5	<i>Détachement du béton des angles d'un poteau testé au laboratoire.....</i>	72
Figure 3.6	<i>Écaillage des poteaux en BHP selon Benmarce et al.</i>	73
Figure 3.7	<i>Temps d'apparition de différents types d'écaillage dans un incendie.....</i>	73
Figure 3.8	<i>Processus d'écaillage thermo-hydraulique.....</i>	76
Figure 3.9	<i>Schématisation des quatre zones chauffées d'un élément en béton.....</i>	76
Figure 3.10	<i>Mécanismes d'écaillage du béton exposé au feu: (a) Dilatation thermique empêchée (b) : Pression dans les pores.....</i>	77
Figure 3.11	<i>Zone affectée, par la présence et le mouvement de l'eau.....</i>	79
Figure 3.12	<i>Influence des fibres de polypropylène sur la perméabilité des BO et BHP.....</i>	83

Tableau 3.1	<i>Caractéristiques du phénomène d'écaillage du béton au cours d'échauffement.....</i>	74
Tableau 3.2	<i>Méthodes de prise en compte du phénomène d'écaillage.....</i>	85

Chapitre IV

Figure 4.1	<i>Détails de la section transversale de la poutre considérée.....</i>	94
Figure 4.2	<i>Courbes d'échauffement pour la normalisation de la résistance au feu.....</i>	95
Figure 4.3	<i>Courbe hydrocarbure utilisée.....</i>	96
Figure 4.4	<i>Distribution de la température dans la section de la poutre: à gauche (SAFIR), à droite Eurocode 2.....</i>	99
Figure 4.5	<i>Répartition des températures dans les barres d'armature.....</i>	100
Figure 4.6	<i>(a) Température à la surface du béton avec la courbe Hydrocarbure (b) Discrétisation de la moitié de la section transversale</i>	100
Figure 4.7	<i>Évolution de la température dans la section à 15 minutes.....</i>	101
Figure 4.8	<i>Évolution de la température à différentes profondeurs dans une section écaillée sur trois faces.....</i>	102
Figure 4.9	<i>Évolution de la température à différentes profondeurs dans une section non écaillée</i>	102
Figure 4.10	<i>Évolution de la température dans l'acier.....</i>	103
Figure 4.11	<i>Schématisation de la poutre considérée.....</i>	104
Figure 4.12	<i>Répartition des contraintes thermomécaniques en fonction du temps.....</i>	104
Figure 4.13	<i>Évolution des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre non écaillée.....</i>	105

Figure 4.14	<i>Réduction du module tangent de l'acier en fonction du temps.....</i>	106
Figure 4.15	<i>Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée..</i>	107
Figure 4.16	<i>Déplacement transversal à mi-portée de la poutre.....</i>	107
Figure 4.17	<i>Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée..</i>	108
Figure 4.18	<i>Déplacement-Temps de rupture du nœud 13.....</i>	108
Figure 4.19	<i>Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée..</i>	109
Figure 4.20	<i>Déplacement transversal à mi-portée de la poutre.....</i>	109
Figure 4.21	<i>Comparaisons des déplacements transversaux des différents types de poutres.....</i>	110
Figure 4.22	<i>Comparaisons des temps de rupture des différents types de poutres.....</i>	110
Figure 4.23	<i>Évolution de la température dans une section écaillée d'une seule face (t=15min)</i>	110
Figure 4.24	<i>Déplacement-Temps de rupture à mi-portée de la poutre (Poutre simplement appuyée)</i>	111
Figure 4.25	<i>Déplacement transversal du nœud 13 au cours du temps..... (Poutre encastree-appuyée)</i>	111
Figure 4.26	<i>Déplacement-Temps de rupture à mi-portée de la poutre (Poutre bi-encastree)</i>	111
Figure 4.27	<i>Détails de la section transversale de la poutre considérée.....</i>	113
Figure 4.28	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (simplement appuyée sans écaillage).....</i>	113
Figure 4.29	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (simplement appuyée avec écaillage)</i>	114
Figure 4.30	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (encastree-appuyée avec écaillage)</i>	114
Figure 4.31	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (encastree-appuyée sans écaillage).....</i>	114
Figure 4.32	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (encastree- encastree avec écaillage).....</i>	115
Figure 4.33	<i>Déplacement transversal-Temps de rupture (encastree- encastree sans écaillage).....</i>	115
Figure 3.34	<i>Amélioration du temps de résistance des différentes poutres.....</i>	116
<hr/>		
Tableau 4.1	<i>Caractéristiques géométrique et mécanique des matériaux utilisés.....</i>	94
Tableau 4.2	<i>Déplacement transversal en fonction du temps de rupture pour chaque type de poutre.....</i>	109
Tableau 4.3	<i>Déplacement transversal en fonction du temps de rupture pour chaque type de poutre.....</i>	112
Tableau 4.4	<i>Volume total du béton écaillé</i>	112
Tableau 4.5	<i>Déplacement transversal-temps de rupture pour chaque type de poutre</i>	116

Liste des symboles et abréviations

c	Chaleur spécifique (chaleur massique) J/(kg.K).
$c_{c,c}$	Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante sec,
$c_{c,a}$	La chaleur spécifique de l'acier
θ_c	Température du béton.
NC	Béton léger
LC	Béton lourd
a	Diffusivité thermique mm ² /s
α	Coefficient de dilatation thermique
λ	Conductivité thermique du matériau en [W·m ⁻¹ ·K ⁻¹]
ρ	Masse volumique du matériau en [kg. m ⁻³]
c	Capacité thermique massique du matériau en [J. kg ⁻¹ . K ⁻¹]
E	Effusivité thermique $\frac{\lambda \text{ matériel } \cdot \rho \text{ matériel}}{W \cdot s^{1/2} / (m^2 \cdot K)}$
ν	Coefficient de Poisson
G_f	Énergie de fissuration
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à 28 jours
θ	Température (°C).
c_p	Chaleur spécifique en (kJ/kg K)
λ_c	Conductivité thermique du béton
ρ_c	Masse volumique du béton
k	Teneur en eau du béton en %
$f_{c,\theta}$	Résistance caractéristique du béton à la température °C
$\epsilon_{c1,\theta}$	Déformation du béton correspondant à, $f_{c,\theta}$
$\epsilon_{c1,\theta}^I$	Déformation du béton en situation d'incendie
$\epsilon_{cu11,\theta}^I$	Déformation maximale du béton en situation d'incendie
$f_{ck,(t)}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton à la température
$\dot{h}_{net}^{(0)}$	Flux net de chaleur
c'	Facteur de vue, c'est un facteur géométrique ≤ 1 .
ϵ_{res}	Coefficient d'émissivité résiduelle,
α_c	Coefficient de convection, W/m ² K
θ_a	Température de l'acier
θ_a^g	Température des gaz ambiants

θ_r	Température de rayonnement
\hat{A}_m/V	Facteur de massivité A_m/V [m-1].
k_{sh}	Coefficient d'ombre
$\hat{\kappa}_a$	Conductivité thermique de l'acier
$f_{y,s}$	Limite d'élasticité efficace ;
$f_{p,s}$	Limite de proportionnalité ;
$E_{a,s}$	Pente du domaine élastique linéaire ;
$v_{u,s}$	Déformation ultime ;
$v_{p,s}$	Déformation à la limite de proportionnalité ;
$v_{y,s}$	Déformation plastique ;
$v_{l,s}$	Déformation imite en élasticité ;
$f_{y,20}$	Limite d'élasticité efficace à 20 °C
$f_{p,20}$	Limite de proportionnalité à 20 °C
$E_{a,20}$	Pente du domaine élastique linéaire à 20 °C
Kv	Perméabilité
HC	Courbe hydrocarbure
HCM	Courbe hydrocarbure majorée
CN	Courbe nominale
g	Température des gaz du compartiment (°C);
t	Variable temps
T	Température,
x, y, z	Coordonnées spatiales
E	Module tangent initial dans la courbe - à T
E_0	Module tangent initial dans la courbe - à T_0
E^0	Module tangent initial dans la courbe - à T descendante
E^-	Module tangent de la courbe - dans la branche descendante à T_0
E^*	Module tangent initial de la courbe - totale à T
E^N	Module tangent initial de la courbe totale à T
E^{α}	Module tangent de la courbe - totale dans la branche descendante
V_a	Fraction du volume des agrégats
w	Teneur en eau
	Coefficient d'expansion thermique
ϵ	Déformation de fluage

ε_{th}		Déformation thermique libre
ε_{tr}]	Déformation transitoire
ε_{ult}		
ε_{tr}	Défo	Déformation ultime de compression
ε_{ult}	Défo	
ε_{ult}	D _t	Déformation de pic de la courbe -
ε_{uT}	D _t	
ε_{uT}	D _t	Déformation de pic de la courbe - complète
ε_{uT}^*	D _t	
ε_{uT}^*		Déformation mécanique instantanée
ε_{σ}		Contrainte mécanique
ε_{σ}		
σ		Contrainte dans un point dans le modèle Anderberg et Thelandersson
σ_1		
σ_1		Contrainte de compression due aux charges extérieures avant l'échauffement
σ^F		
σ^F		Contrainte de pic à T_0
σ_{u0}		
σ_{u0}	C _c	Contrainte de pic à T
σ_{uT}	C _c	
X0, XC1		Classes d'exposition au feu

Introduction générale

Objectifs

L'écaillage du béton est un phénomène de détachement de morceaux de la surface du béton. La mise en action de ce dernier est provoquée par l'exposition du béton à des températures élevées, et peut commencer dès les premières minutes. Il en résulte la mise à nu des armatures les plus près du parement, l'accélération de la perte de résistance, et enfin la naissance d'une éventuelle rupture prématurée de la structure. Suite à l'inexistence d'un calcul prédictif, actuellement, la prise en considération du risque d'écaillage des bétons dans les différentes réglementations est basée principalement sur des approches expérimentales. Dans le cadre de ce travail l'objectif visé est la réalisation d'une étude préliminaire sur la performance structurelle d'une poutre en béton armé écaillée. En outre, l'influence de certains paramètres tels que la variation des conditions aux limites, et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux en fonction de l'évolution de la température, est analysée. Pour ce faire des simulations numériques, à l'aide du logiciel SAFIR, sont entreprises, et ce sur des poutres en béton armé.

Concept général

Le béton demeure, de nos jours, l'un des matériaux de construction les plus utilisés dans le monde. En effet, la simplicité de sa fabrication et sa mise en œuvre, ainsi que son faible coût et ses performances mécaniques, outre sa durabilité, ont contribué à son large utilisation dans tous les ouvrages (bâtiment d'habitation, immeubles de bureaux, ponts, tunnels, centrales nucléaires, ...etc.)

Il a été constaté que l'exposition de ce matériau à des hautes températures réduit considérablement ses propriétés mécaniques, ce qui conduit à des endommagements significatifs de la structure. Son comportement à des températures élevées reste toujours mal connue, et ce notamment à cause de l'évolution de ses propriétés avec l'augmentation de la température d'une part, et à cause de la complexité de sa structure et son caractère hétérogène d'autre part.

Les incendies des Tunnels sous la Manche (1996 et 2008), du Mont Blanc (1999) de Fréjus (2005) en France, de Storebealt (1994) au Danemark, et de Tauern (1999) en Autriche ont mis en exergue l'impact des hautes températures sur l'endommagement du béton [PLIY, 2010].

Cet endommagement engendre d'importantes dégradations. Ces dernières se manifestent par un détachement de morceaux de béton, ou par un effondrement de la structure [YERM, 2015]. Parmi ces dégradations, on peut citer un phénomène ledit éclatement ou écaillage, qui constitue un risque prépondérant, qu'il convient d'évaluer pour les structures en béton, en particulier lorsqu'elles sont sujettes à l'exposition à des incendies à développement rapide. Cet écaillage consiste en une expulsion du béton de surface sous forme d'écailles. Les tailles peuvent s'étendre à quelques centimètres carrés, et leurs épaisseurs peuvent atteindre quelques millimètres. Outre susceptible à la réduction de la section résistante du béton, elles peuvent mettre à nu les armatures métalliques, et de les exposer directement aux flammes.

Récemment le phénomène d'écaillage du béton exposé à haute température, a fait l'objet d'une panoplie d'études. Ces études ont montré que deux principaux processus sont susceptibles être à l'origine de ce phénomène:

- ➡ le processus thermo-hydrrique et
- ➡ le processus thermo-mécanique.

Une des solutions préconisée vis-à-vis de l'écaillage est l'incorporation de fibres de polypropylène dans la composition du béton.

Structure de la thèse

Le manuscrit est divisé en deux parties :

Dans la première partie il a été question de donner un aperçu sur le comportement des bétons exposés à hautes températures. Les déformations thermiques du béton et ses constituants sont analysées. L'évolution de la résistance en compression et en traction est présentée. La dégradation du module d'élasticité en fonction de l'élévation de la température est exposée.

Une attention toute particulière est accordée au phénomène d'écaillage du béton. Après la mise en évidence des caractéristiques et des facteurs influençant le phénomène, les principaux mécanismes supposés à l'origine de l'écaillage sont discutés.

La seconde partie est consacrée à l'analyse du phénomène d'écaillage à travers la modélisation numérique d'une poutre en béton armé. L'influence des différents paramètres, tels que la variation des conditions aux limites, et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux en fonction de l'évolution de la température, ont été considérées.

Dans ce contexte, le présent manuscrit est composé de quatre chapitres :

Le premier chapitre on présente une synthèse bibliographique des notions fondamentales portant sur le comportement du béton à hautes températures et l'effet de la température sur les propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton. On expose les hypothèses concernant la structure du béton, et on illustre l'évolution de la composition chimique et de la microstructure du béton sous l'effet de la température.

Dans le **deuxième chapitre** l'effet de la haute température sur les propriétés thermomécaniques de l'acier d'armature (Chaleur spécifique, conductivité thermique, résistance ultime, module d'élasticité...etc.) est présenté. Dans ce chapitre une comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton, en conformité avec les parties « feu » des Eurocodes concernés, est réalisée.

Le troisième chapitre donne un aperçu général sur les mécanismes mis en jeu dans le processus de dégradation du béton exposé aux incendies, et sujette au phénomène d'écaillage. Dans ce contexte, il faut noter que pour mieux appréhender ce phénomène, des hypothèses sur l'éclatement de béton soumis à des sollicitations thermiques ont été faites. Par la suite les remèdes et les moyens de prévention nécessaires pour protéger le béton contre cette éventuelle dégradation ont été discutés. Enfin, nous présenterons les modèles, les plus performants, et les résultats des modélisations numériques obtenus lors de l'étude de ce phénomène.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation numérique du phénomène d'écaillage d'une poutre en béton armé soumise à une charge linéaire. L'influence des différents paramètres, tels que la variation des conditions aux limites, et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux en fonction de l'évolution de la température, ont été pris en compte. Dans le cadre de ce travail, le logiciel SAFIR est utilisé pour effectuer une analyse de risque d'écaillage.

L'essentiel de cette thèse a fait l'objet de deux publications internationales dans des journaux scientifiques indexés.

Ce manuscrit est clôturé par une conclusion générale synthétisant les principaux résultats issus de cette modélisation numérique. S'en suit des perspectives de recherche pour les futurs travaux et dans la continuité de la problématique de la thèse.



Effets de la température sur les propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton

1.1. Introduction

L'exposition du béton à des températures élevées provoque des dégradations physico-chimiques de ses propriétés conduisant par ailleurs à une altération de la microstructure et à une perte des performances mécaniques du béton. Les mécanismes de dégradation du béton à haute température ne sont pas encore bien compris [HANA, 2009]. Pour comprendre les processus physiques à l'origine des dommages dans le béton, il est nécessaire de connaître les principales modifications physico-chimiques que subissent ses composants (matrice cimentaire, granulats).

Nous présentons dans ce chapitre l'influence de la montée en température sur la microstructure du béton et de ses propriétés thermomécaniques. Les aspects physiques (perte de masse et porosité), thermiques (conductivité thermique, chaleur massique, dilatation thermique) et mécaniques (résistances, module) seront pris en considération.

1.2. Effet des températures élevées sur les propriétés des constituants du béton

1.2.1. Effet de la température sur la pâte de ciment

Quand le béton est soumis à une augmentation de température, différentes transformations physiques et chimiques se produisent. Ces phénomènes concernent la pâte de ciment et les granulats.

Une analyse thermo-gravimétrique ou thermo-différentielle met en avant les transformations physico-chimiques qui se produisent suite à l'élévation de la température.

- 1- Entre 30 et 120 °C, départ de l'eau libre et adsorbée ([NOUM, 1995], [YERM, 2015]),
- 2- Entre 130-170°C : double réaction endothermique lors de la décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ [ALAR, 2005] ; à cette phase l'eau d'hydratation de l'hydroxyde de calcium est libérée; la pâte de ciment durcie se contracte, et les granulats se dilatent.
- 3- Entre 450-550°C : décomposition de la portlandite en chaux libre et en eau ([NOUM, 1995], [GRAT, 1996]), L'hydroxyde de calcium se décompose:



Cette transformation s'appelle la deshydroxylation ([NOUM, 1995]).

- 4- A partir de 570°C : La transformation spontanée du quartz α en quartz β .
- 5- Entre 600-750°C : le gel de CSH se décompose essentiellement en silicate de calcium CSH, formation de $\beta\text{-C}_2\text{S}$ [BAZA, 1996], [SCHN, 1987]. Décomposition de carbonate de calcium à partir de 600°C [YER, 2015];
- 6- Entre 700-900°C : décomposition de carbonate de calcium selon la réaction suivante ([NOUM, 1995]; [GRAT, 1996]) :



- 7- Le début de fusion du béton s'amorce à partir de 1100°C selon [DIMI, 2014] et à 1200 °C selon [YERM, 2015], Schneider et al. [SCHN, 1987] suggère que la pâte de ciment et les granulats ne commencent à fondre qu'à partir de 1300°C.

Notons que ces principales transformations de la matrice cimentaire s'accompagnent de trois phases de perte de masse.

Parallèlement à ces principales modifications, les autres constituants de la pâte de ciment subissent des transformations au cours du traitement thermique. Castelotte et al. [CAST, 2004] proposent une évolution de la composition de la pâte au cours d'un échauffement grâce à la technique de la diffraction de neutrons (Voir figure 1.1). Dès le début du chauffage, les hydrates du ciment subissent des modifications. Les auteurs constatent que la disparition de l'étringite se

produit avant 100°C, avec une déshydratation progressive des C-S-H jusqu'à 600°C. A 500°C, la portlandite se décompose en CaO et en eau.

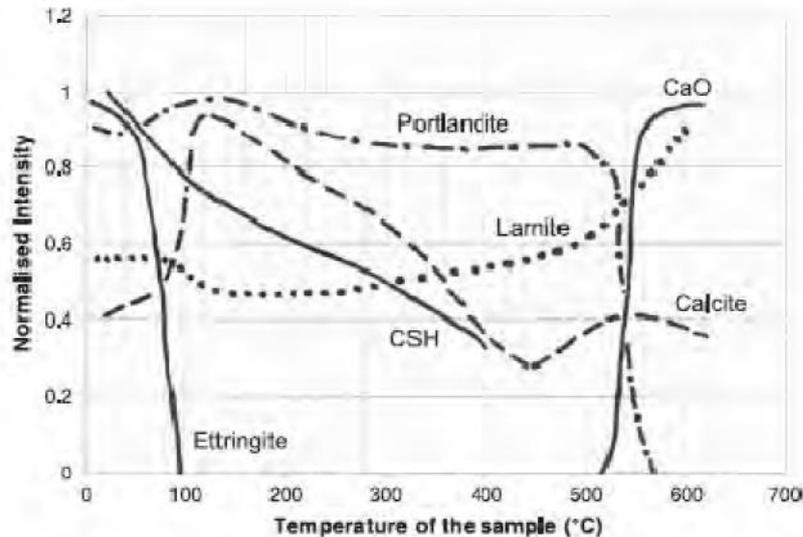
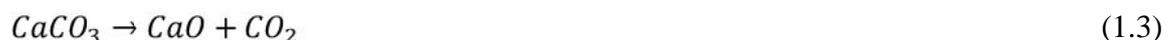


Figure 1.1 Évolution de la quantité des phases de la pâte de ciment Portland au cours d'un traitement thermique [CAST, 2004]

1.2.2. Effet de la température sur les granulats

À des hautes températures, les granulats se décomposent et subissent des modifications chimiques et minéralogiques sérieuses modifiant les caractéristiques microstructurelles du matériau.

Les granulats en contact de la pâte de ciment peuvent être réactifs ou neutres. Nguyen [NGU, 2013], suggère que les granulats calcaires présentent de fortes liaisons avec la pâte de ciment et sont considérés comme réactifs. Au contraire les granulats siliceux sont considérés neutres. Ils ne réagissent pas avec la pâte de ciment et n'ont pas de liaisons importantes avec la matrice cimentaire. D'après Harada et *al.* [HARA, 1972], Hkoury et *al.* [HKOU, 1984], Dias et *al.* [DIAS, 1990], la majorité des granulats sont généralement stable jusqu' à 700°C. Par contre les granulats non siliceux peuvent subir des transformations chimiques et des réactions de décomposition à des températures inférieures à 600°C. Au-delà de cette température, on assiste à la décarbonatation du calcaire:



Cela entraîne une déstructuration des granulats. Lors du refroidissement, le CaO peut réagir avec l'eau pour donner de la Portlandite $Ca(OH)_2$. La formation de cette nouvelle Portlandite

avec un volume supérieur à celui du granulats initial, crée des nouvelles fissurations dans le béton [YERM, 2015].

La figure 1.2 proposée par Hkoury et *al.* [HKOU, 2007] présente la stabilité minéralogique de divers granulats sous l'effet de sollicitations thermiques. Dans cette étude, les granulats légers possèdent une bonne stabilité thermique jusqu'à 1000 °C. Par contre, les granulats calcaires, siliceux et silico-calcaires sont instables dès 550 °C.

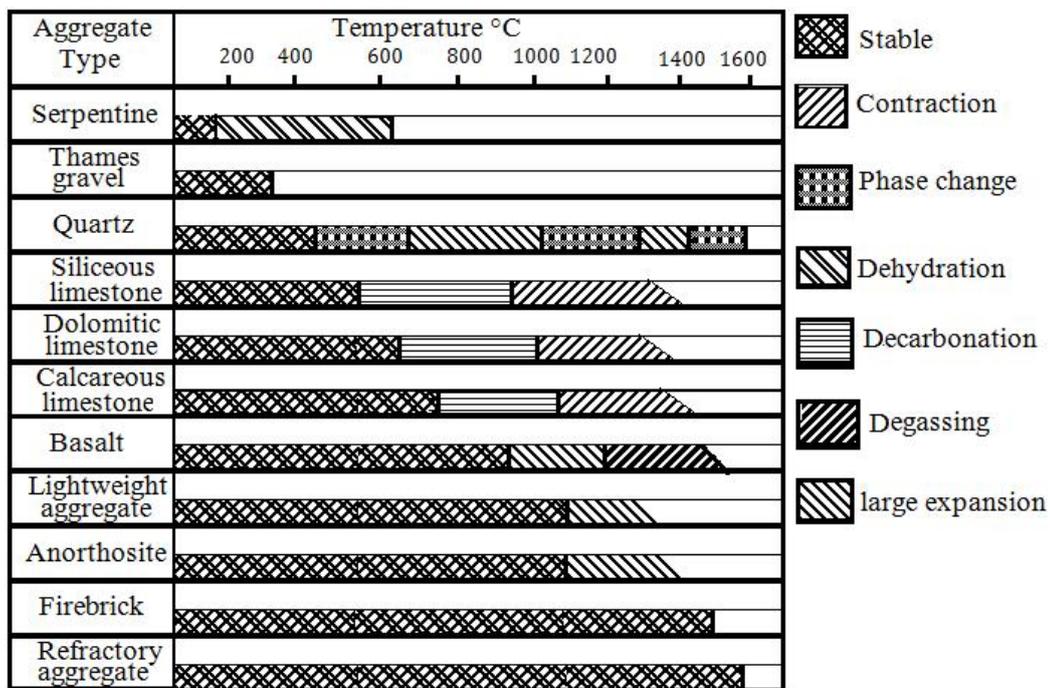


Figure 1.2 Étude de la stabilité thermique et des transformations physico-chimiques de divers granulats en fonction de la température [HKOU, 2007]

1.2.3. Dégradation de l'interface pâte granulats à haute température

Dans les bétons, l'interface pâte granulats est la partie la plus fragile, la plus poreuse et la mieux cristallisée. À haute température cette partie, appelée aussi l'auréole de transition, se dégrade progressivement en montant en température. Ceci est dû au départ de l'eau piégée dans les pores et liée chimiquement.

Durant le chauffage la matrice cimentaire et les granulats, subissent deux comportements thermiques très différents. Au delà de 105°C, la matrice cimentaire se contracte tandis que les granulats subissent une expansion. L'une des conséquences de ce comportement opposé et l'apparition des fissures dans la matrice, transgranulaires et surtout à l'interface pâte/granulats [BLUN, 1976], [HUON, 2011].

La figure suivante proposée par Piasta [PIAS, 1984], montre les déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats. L'auteur constate que les déformations thermiques des

bétons composés de granulats légers sont les plus faibles, que celles des granulats siliceux figure 1.3. Donc, la nature du granulat a une incidence sur la déformation thermique, et par conséquent sur l'incompatibilité pâte-granulats.

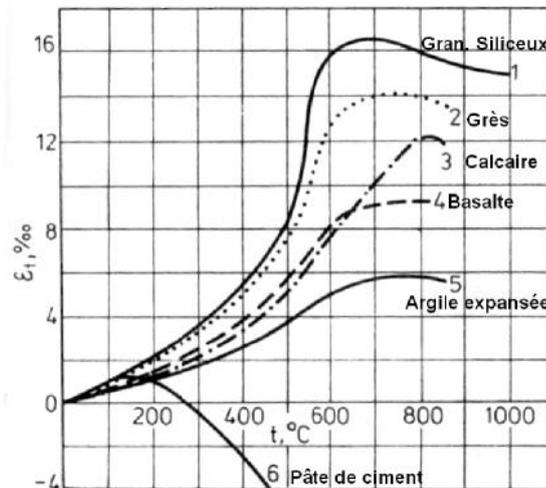


Figure 1.3 Déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats [PIAS, 1984].

1.3. Évolution des propriétés physiques du béton au cours d'échauffement

1.3.1. Évolution de la porosité

Le béton est un matériau poreux hétérogène composé inévitablement d'une phase solide et d'une phase poreuse. La porosité est la conséquence naturelle de la quantité d'eau mise en plus de celle nécessaire à l'hydratation et des vides éventuels présents dans les granulats.

Afin de mesurer la porosité du béton il existe essentiellement deux méthodes :

- 1- La porosité totale à l'eau : En effet, pour obtenir la porosité d'un béton, il suffit de saturer un échantillon en eau puis de le sécher à 105°C, jusqu'à ce que la masse se stabilise. On obtient alors une valeur de porosité totale.
- 2- La porosité par intrusion de mercure : il s'agit d'injecter du mercure sous pression. Cette méthode permet de donner une information sur la porosité du matériau d'un point de vue de la répartition des pores.

La mesure de la porosité à l'eau ou au mercure des bétons chauffés a fait l'objet de plusieurs études. Les résultats ont montré une augmentation de la porosité avec la température pour les bétons ordinaires, ou le béton à hautes performances (BHP) [NOUM, 1995], [KALI, 2001], [HAGE, 2004], [MIND, 2009], [PLIY, 2010]. Cette augmentation est due en partie à l'augmentation du volume total de la dimension des pores ainsi qu'à la microfissuration engendrée par la dilatation différentielle entre la pâte et les granulats.

La figure 1.4 proposée par Tsymbrovska [TSYM, 1998], présente la variation de la porosité totale d'un béton ordinaire ($R_c=36$ MPa) et d'un béton à haute performance.

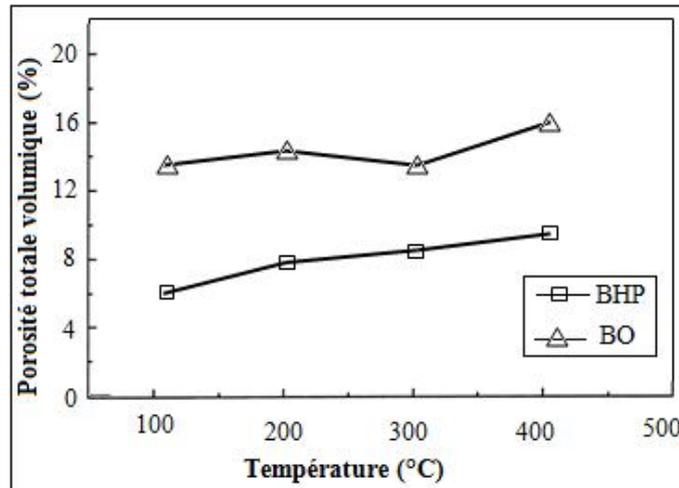


Figure 1.4 Évolution de la porosité totale d'un béton ordinaire ($R_c=36$ MPa) et d'un béton à haute performance ($R_c=110$ MPa), d'après [TSYM, 1998].

Sur cette figure, on observe l'évolution de la porosité totale à l'eau avec la température. Quel que soit le béton considéré, la tendance est identique. L'auteur attribue cette croissance de la porosité à l'ouverture de microfissures engendrée par la dilatation différentielle pâte –granulat puisqu'une grande partie de l'eau chimiquement liée s'est échappée.

Certains auteurs [KALI, 1998], [MENO, 2004] expliquent que la diminution de la porosité du BO entre 200°C et 300°C est associée à la densification due à l'hydratation complémentaire et à une carbonatation de la portlandite en condition d'autoclavage interne, c.-à.-d. sous une pression supérieure à la pression atmosphérique. Par contre, cette densification n'est pas observable dans le BHP qui contient très peu de portlandite, grâce à la présence de fumée de silice.

1.3.2. Évolution de la perméabilité

La perméabilité est définie comme la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous gradient de pression. Pour le béton sa perméabilité dépend fondamentalement de la porosité de la pâte de ciment qui, à son tour est tributaire du rapport E/C ainsi que du vieillissement du béton. Plusieurs études ont été effectuées pour évaluer l'influence de la température sur la perméabilité des bétons [TSYM, 1998], [KANE, 2007], [MIND, 2009], [HANI, 2011]. Les auteurs constatent une augmentation rapide de la perméabilité en fonction de la température. Celle-ci est enregistrée au delà du chauffage à 250°C. Selon [HANA, 2009], [NGYU, 2013], [YERM, 2015], cette augmentation est attribuée à l'endommagement de la matrice dû à la

déshydratation et à l'augmentation de la taille des pores capillaires et aussi à l'incompatibilité de déformation entre pâte de ciment et les granulats.

La figure 1.5 montre l'évolution de la perméabilité des bétons BO et BHP en fonction de la température.

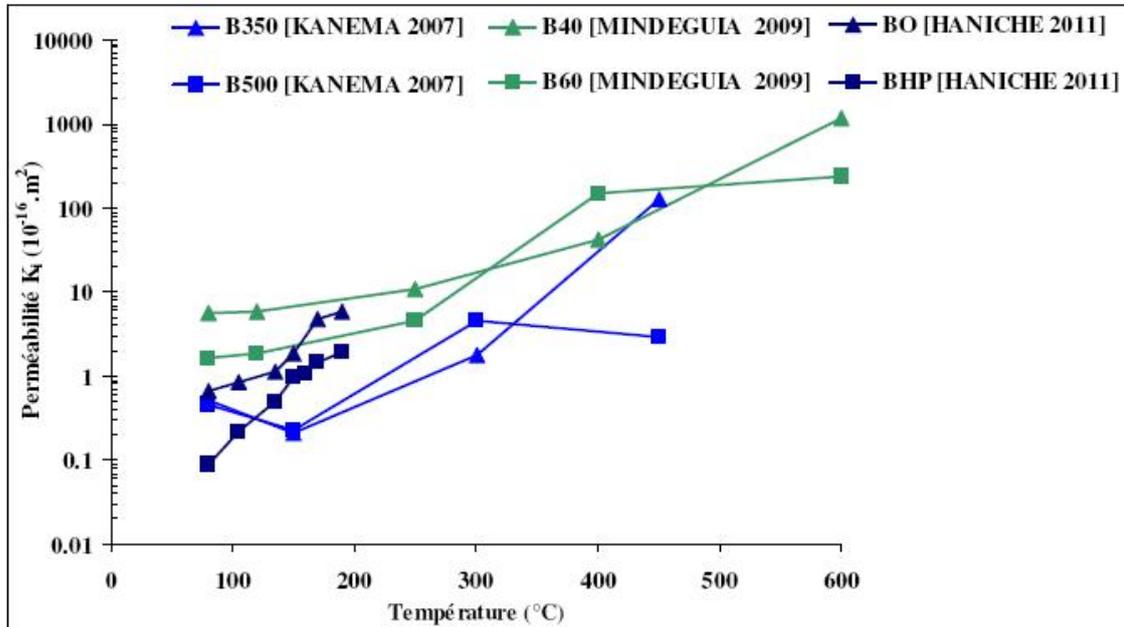


Figure 1.5 : Évolution de la perméabilité des bétons BO et BHP en fonction de la température [NGUY, 2013]

Pour avoir l'effet des fibres de polypropylène sur l'évolution de la perméabilité du béton sous sollicitation thermique, Ozawa et al. [OZAW, 2014] ont réalisé des essais de perméabilité sur des éprouvettes cylindrique (50x100) mm, de résistance 72,5 MPa contenant 0,15 % du volume des fibres de polypropylène. Les essais ont été réalisés à des températures 200°C et 500°C. Ils ont remarqué que la perméabilité résiduelle des bétons de fibres de polypropylène est multipliée par 12 à 500°C par rapport aux bétons de référence. Les auteurs attribuent cette augmentation à la fusion et évaporation des fibres de polypropylène.

1.3.3. Perte de masse

Lors du chauffage du béton, sa masse est soumise à une diminution due essentiellement au départ de l'eau libre contenue dans les pores et à la déshydratation progressive du gel CSH [HAGE, 2004], [YERM, 2015].

La figure 1.6 rapportée par [MENO, 2004], montre les variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température. L'auteur a constaté une diminution quasi-linéaire jusqu'à 800°C pour les trois types de béton, or le béton à granulats calcaires présente une forte diminution de la densité au delà de 800°C. L'auteur a attribue cette baisse de

la masse volumique à deux phénomènes, à savoir, l'hydratation complémentaire des anhydres et la carbonatation de la portlandite.

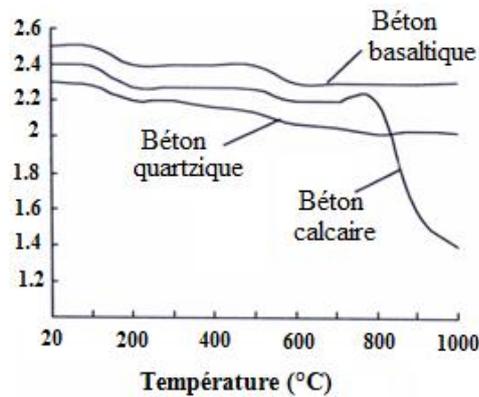


Figure 1.6 Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température [MENO, 2004]

1.4. Évolution des propriétés thermiques du béton au cours d'échauffement

Durant l'échauffement, l'évolution de la distribution des températures au sein des structures est gouvernée par les propriétés thermiques du matériau, en particulier par la capacité calorifique et la conductivité thermique du béton, de nombreux phénomènes se produisent simultanément au sein de la micro-structure du béton, tel que l'évolution de la porosité, les phénomènes de transport et de changement de phases et les changements dans la composition chimique. Ces phénomènes rendent difficile la détermination de façon intrinsèque les propriétés thermiques du béton en fonction de la température [NECH, 2000], [HUON, 2011]. Les variations de propriétés thermiques dépendent également de la vitesse et de l'histoire du chauffage [DIMI, 2014]. Il en résulte, de ces effets, que les variations des propriétés thermiques du béton avec la température ne peuvent pas en toute rigueur être décrites par des relations uniques valables en toutes situations [HARM, 1970].

1.4.1. Conductivité thermique

La conductivité thermique est la grandeur introduite pour quantifier l'aptitude d'un corps à conduire de la chaleur. Elle représente la quantité de chaleur transférée par unité de surface et par unité de temps sous l'action d'une différence de température entre les deux extrémités d'un échantillon de ce corps. Elle dépend, pour le béton, de nombreux paramètres : la porosité, la température, le degré d'hydratation, la teneur en eau et le type de granulats. D'une manière générale, la conductivité thermique du béton baisse avec la montée en température [YER, 2015].

Les travaux menés par Xing [XING, 2011] et rapportés par Yermak [YERM, 2015] ont mis en évidence l'influence du type de granulat sur la valeur de la conductivité thermique. Parmi les

bétons de classe C40 testés par Xing [XING, 2011], les conductivités thermiques du béton à 20°C varient entre 3,1 W/m°C pour les bétons de granulats de quartzite (100 % quartz macro cristallin) et 1,6 W/m°C pour les bétons de granulats calcaires et de silex. Ces conductivités augmentent d'environ 0,2 W/m°C pour des BHP. Néanmoins, cet écart entre bétons de différents granulats diminue assez rapidement avec la montée en température, car la diminution de la conductivité est d'autant plus importante que le granulat est conducteur à température ambiante.

La figure 1.7 rapportée par [HUON, 2011] présente l'évolution de la conductivité thermique de bétons confectionnés avec différentes natures de granulats.

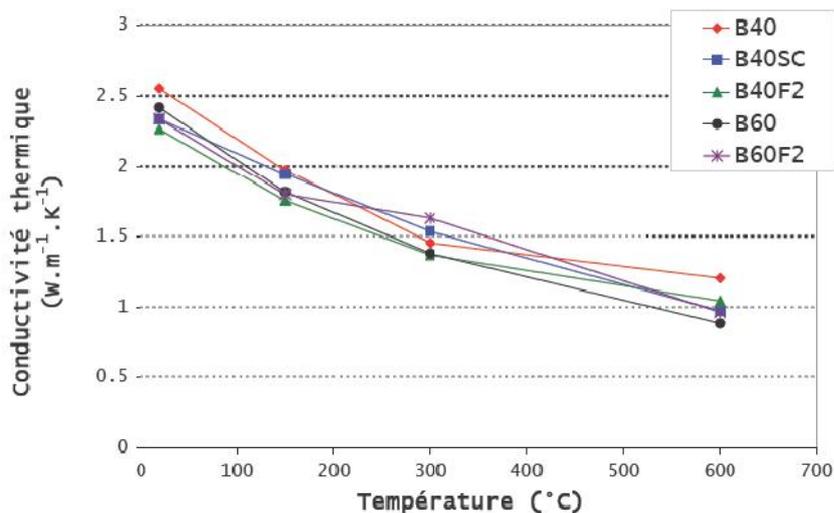


Figure 1.7 Évolution de la conductivité thermique des bétons en fonction de la température [HUON, 2011].

L'auteur a constaté que les valeurs de la conductivité thermique et son évolution avec la température sont presque identiques pour tous les bétons. A température ambiante (20°C), la conductivité thermique se situe entre 2 et 2,5 W/mK. La conductivité thermique décroît de façon quasi linéaire jusqu'à atteindre la valeur de 1 W/mK à la température de 600°C.

1.4.2. Chaleur spécifique (chaleur massique)

C'est la capacité du matériau à emmagasiner la chaleur par rapport à son poids. Elle caractérise la quantité de chaleur à apporter à 1 kg de matériau pour élever sa température de 1°C. Elle est exprimée en J/(kg.K). Plus la chaleur spécifique d'un matériau est élevée, plus il peut fournir ou absorber de chaleur sans que sa température ne varie beaucoup.

La chaleur spécifique du béton dépend de la teneur en eau, du type de granulats et de sa densité. Elle varie entre 840 J/kg.K et 1800 J/kg.K selon les granulats [KODU, 2014].

La figure 1.8 proposée par Kodur [KODU, 2014] regroupe les résultats de la variation de la chaleur spécifique pour les bétons ordinaires au cours d'échauffement. Ces résultats sont basés

sur les données de l'ASCE (American Society of Civil Engineers), de l'Eurocode 2 ([EUR2, 2004] et de Kodur et *al.* [KODU, 1998].

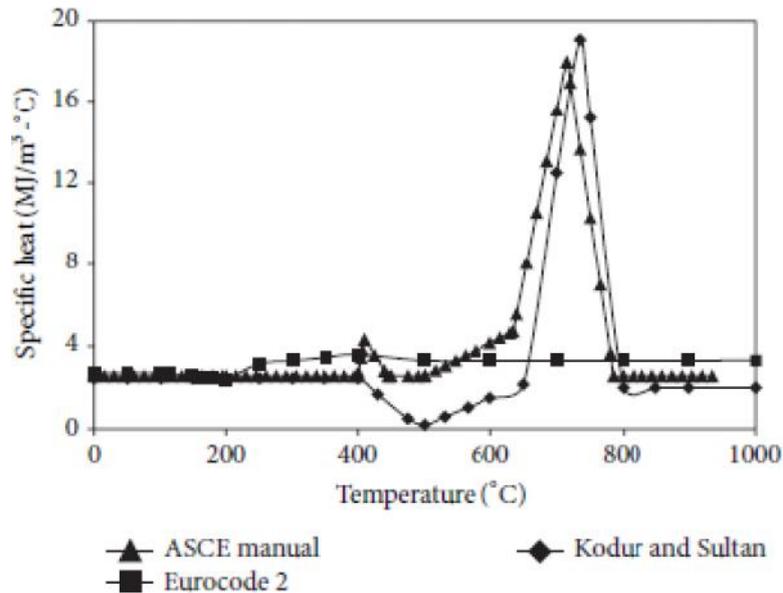


Figure 1.8 Variation de la chaleur spécifique du BO en fonction de température [KODU, 1998].

D'après cette figure, on constate que la chaleur massique reste constante jusqu'à 400°C et puis elle varie légèrement entre 400°C et 700°C. A partir de 700°C, elle augmente fortement et redescend vers 800°C. La chaleur massique augmente légèrement pour les bétons de granulats siliceux et fortement à partir de 600°C pour les bétons de granulats calcaires en relation avec la réaction de décarbonatation fortement endothermique.

1.4.3. Diffusivité thermique

La diffusivité thermique est la grandeur physique qui caractérise la capacité d'un matériau à transmettre un signal de température d'un point à un autre de ce matériau. Elle dépend de la capacité du matériau à conduire la chaleur (sa conductivité thermique) et de sa capacité à stocker la chaleur (capacité thermique). Pour le béton, la diffusivité thermique dépend fortement de la teneur en eau du béton [NECH, 2000].

Plusieurs études ont été effectuées sur l'évolution de la diffusivité thermique du béton [XING, 2011], [HANI, 2011], [NGUY, 2013], [YERM, 2015]. Elles montrent que la diffusivité thermique est de l'ordre de 1 mm²/s à température ambiante. La figure 1.9 rapportée par Yermak [YERM, 2015] présente des résultats expérimentaux issus de la littérature sur la diffusivité thermique de différents bétons en fonction de la température.

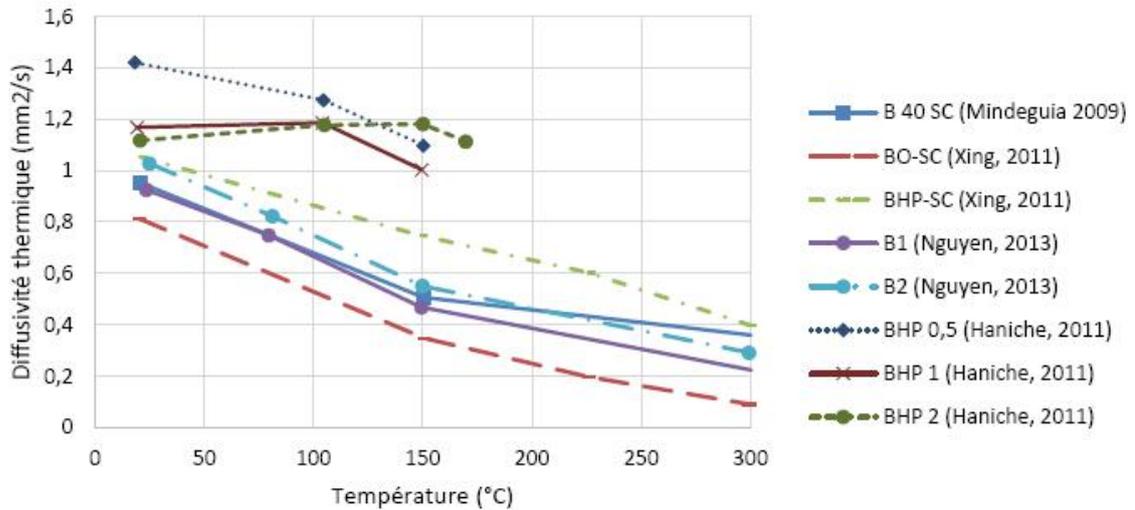


Figure 1.9 Diffusivités thermiques de différents bétons en fonction de la température [YERM, 2015].

1.4.4. Effusivité thermique

L'effusivité thermique d'un matériau caractérise sa capacité à échanger de l'énergie thermique avec son environnement. Elle évolue en fonction de la conductivité thermique et de la capacité calorifique et s'exprime en $W \cdot s^{1/2} / (m^2 \cdot K)$ [LAYA, 2011]. Elle est calculée par la relation :

$$E = \sqrt{\lambda \rho c} \quad (1.5)$$

Où λ : est la conductivité thermique du matériau (en $[W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}]$)

ρ : la masse volumique du matériau (en $[kg \cdot m^{-3}]$)

c : la capacité thermique massique du matériau (en $[J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}]$)

Elle s'exprime par conséquent en $J \cdot K^{-1} \cdot m^{-2} \cdot s^{-1/2}$.

L'effusivité thermique joue un rôle dans le calcul de la température au sein d'un local incendié; le flux d'énergie qui est échangé entre l'air du compartiment et ses parois, considérées comme milieux semi infini, est proportionnel à E.

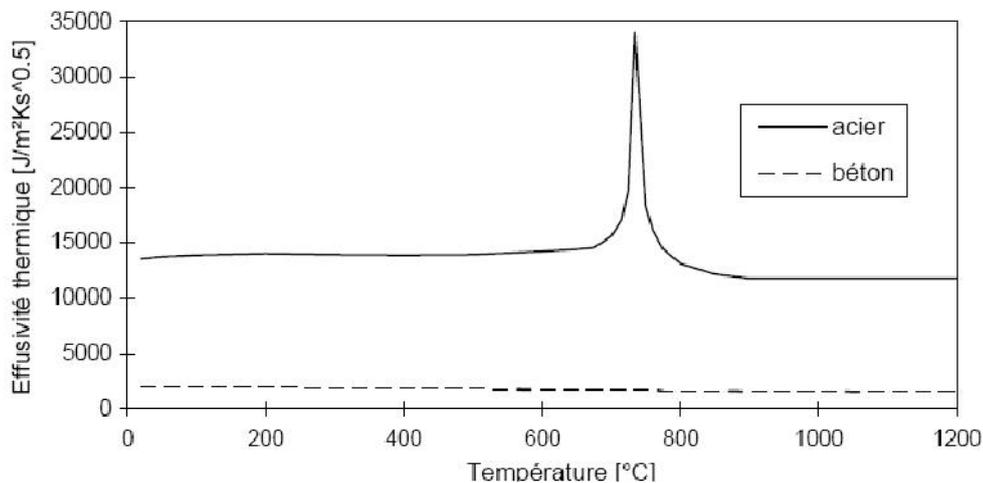


Figure 1.10 Effusivité thermique du béton et de l'acier [FRAN, 1997].

1.5. Évolution des propriétés mécaniques du béton au cours de l'échauffement

A température ambiante, le béton est considéré comme un matériau fragile. Son comportement est dissymétrique en traction et en compression dans le sens où sa résistance en traction est généralement négligeable devant sa résistance en compression [XING, 2011].

Contrairement aux températures ambiantes, sous l'effet de hautes températures, la microstructure du béton subit d'importantes modifications physico-chimiques qui influencent son comportement mécanique. La déshydratation, les réactions de transformation, la pression dans les pores, la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats engendrent des effets importants sur les propriétés mécaniques de béton à haute température.

Les recherches menées jusqu'à présent sur les bétons ont visé principalement, l'amélioration de ses performances mécaniques à l'état durci aussi bien qu'à l'état frais. Les propriétés mécaniques du béton à des températures élevées ont été largement étudiées dans la littérature par rapport aux propriétés thermiques [HKOU, 2008], [TANG, 2009], [KODU, 2014].

L'objectif de ce paragraphe est d'analyser l'évolution des propriétés mécaniques du béton avec l'évolution de la température.

1.5. 1. Résistance en compression à hautes températures

Au cours d'échauffement, le béton subit de fortes modifications physico-chimiques qui influencent l'évolution de ses propriétés mécaniques avec la température. En effet, on peut observer une importante dispersion des résultats pour un chauffage à 150°C, les bétons peuvent présenter un gain de résistance de l'ordre de 20% ou une perte de résistance allant jusqu'à 30% [MENO, 2004].

Tous les auteurs s'accordent sur le fait que la résistance en compression du béton varie en fonction de la température à laquelle il est exposé ou a été exposé [DIED, 1992], [HKOU, 1992], [NOUM, 1995], [HAGE, 2004], [KANE, 2007], [PHAN, 2008], [PLIY, 2010], [KODU, 2014].

Les résultats issus de différentes investigations sur le comportement du béton exposé à des hautes températures, attribuent la variation de la résistance mécanique du béton aux nombreux paramètres (nature du liant et granulats, type du béton, conditions expérimentales comme : la durée et la vitesse de chauffage, la géométrie des éprouvettes etc.)

Les études de recherche rapportées par Yermak [YERM, 2015] dans sa thèse de doctorat, regroupent en deux zones le comportement résiduel du béton à la compression :

- 1- De la température ambiante à 250°C (400°C) : une légère baisse, un maintien ou une augmentation de résistance est observée.

2- De 250°C (400°C) à 600°C : une chute de la résistance à la compression est notée.

La variation des propriétés mécaniques des bétons évolue différemment selon que l'essai soit réalisé à chaud ou à froid (essai résiduel).

Sur la figure 1.11 tirée des (DTU et l'EUROCODE 2 [EUR2, 2004], rapportée par Hager [HAGE, 2004] nous trouvons les courbes d'évolution de la résistance en compression avec la température. Ces courbes ont été établies en se basant sur les résultats expérimentaux, obtenus sur les bétons de compositions variées par différentes équipes de chercheurs.

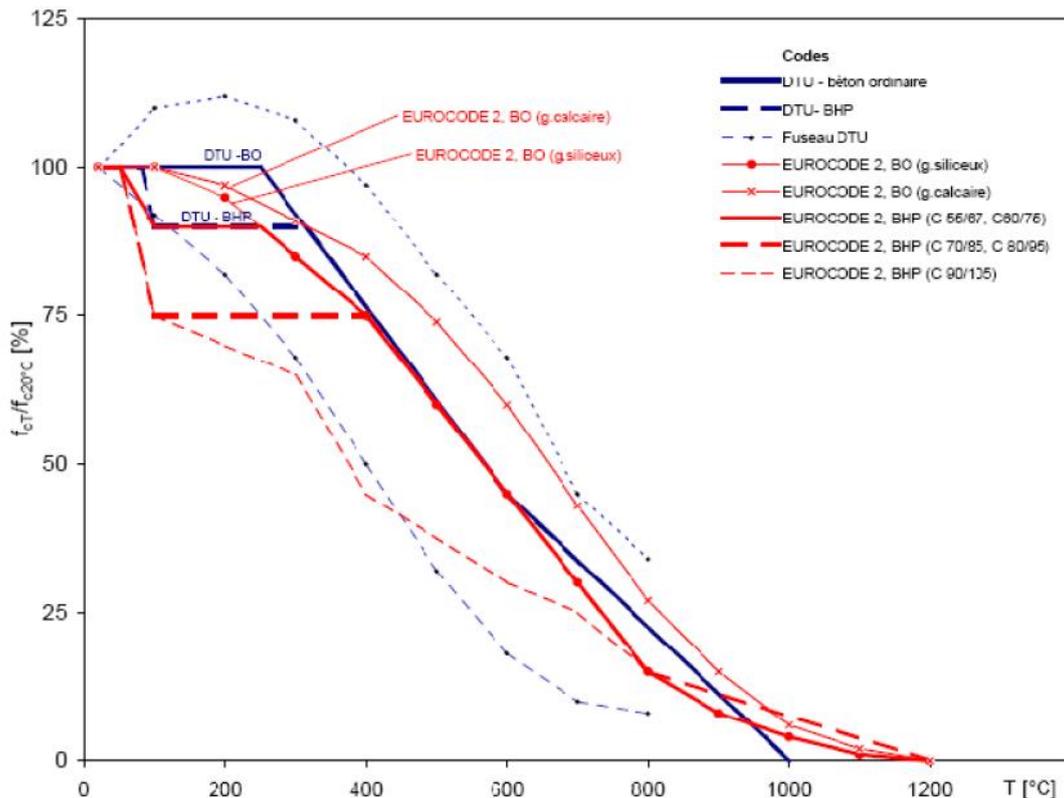


Figure 1.11 Courbes de la variation de la résistance en compression selon [HAGE, 2004].

Les résultats des travaux d'Abrams menés en 1971 rapportés par [SCHN, 1985] montrent que les bétons de granulats siliceux présentent de meilleures résistances aux températures élevées que pour les bétons de granulats calcaires. Ces résultats sont en accord avec l'Eurocode 2 [EUR2, 2004].

Pour améliorer la résistance à la compression du béton à des températures élevées, la figure 1.12, proposé par [YERM, 2015] regroupe les résultats des travaux menés par Behnood et al. [BEHN, 2009], [PLIY, 2010], Khaliq et al. [KHALI, 2011], ces travaux portent sur l'utilisation de fibres de polypropylène avec des dosages différents (1kg/m^3 ; 2kg/m^3 ; 3kg/m^3). Les observations montrent une légère amélioration de la résistance à la compression des bétons fibrés par rapport aux bétons de référence.

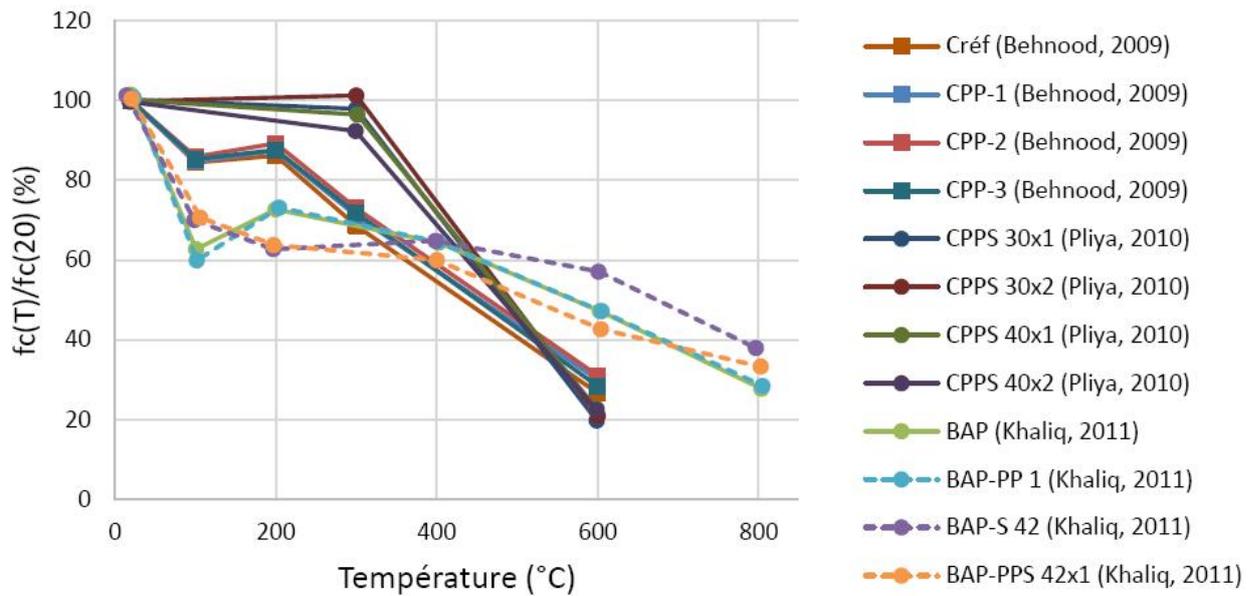


Figure 1.12 Évolution de la résistance résiduelle relative à la compression de bétons de fibres métalliques, de polypropylène et de cocktail de fibres métalliques et polypropylène [YERM, 2015]

1.5.2. Résistance en traction à hautes températures

Le comportement mécanique du béton en traction est moins étudié que son comportement à la compression. Ceci peut s'expliquer d'une part par la moindre importance de la résistance en traction, car il est conçu essentiellement pour résister à la compression et d'autre part, par son comportement quasi fragile, l'essai de traction directe à chaud est difficile à réaliser (problèmes d'alignement de l'éprouvette, de flexion parasite, d'influence des appareils d'appuis, de rigidité de la presse, de gradients thermiques, etc.). La plupart des chercheurs proposent des résultats d'évolution de la résistance en traction des bétons à partir d'essais de fendage ou de flexion. Cependant, les travaux réalisés à haute température montrent une forte sensibilité de cette résistance avec l'augmentation de la température [NOUM, 1995], [KANE, 2007], [AYDI, 2008], [HANI, 2011].

Sur la figure 1.13, Hanaa [HANA, 2009] a collecté plusieurs résultats de résistance à la traction. L'auteur a observé une diminution de la résistance à la traction avec la montée en température. Jusqu'à 300°C, les valeurs sont assez dispersées avec des résistances relatives allant de 35% à 100%. Par contre, les valeurs fournies par l'Eurocode 2 représentent plutôt des valeurs moyennes. Au delà de 300°C, les résultats sont tous supérieurs aux valeurs données par l'Eurocode. D'autre part, Hager [HAGE 2004] sur des essais de traction directe, a constaté une augmentation de la résistance en traction avec la température.

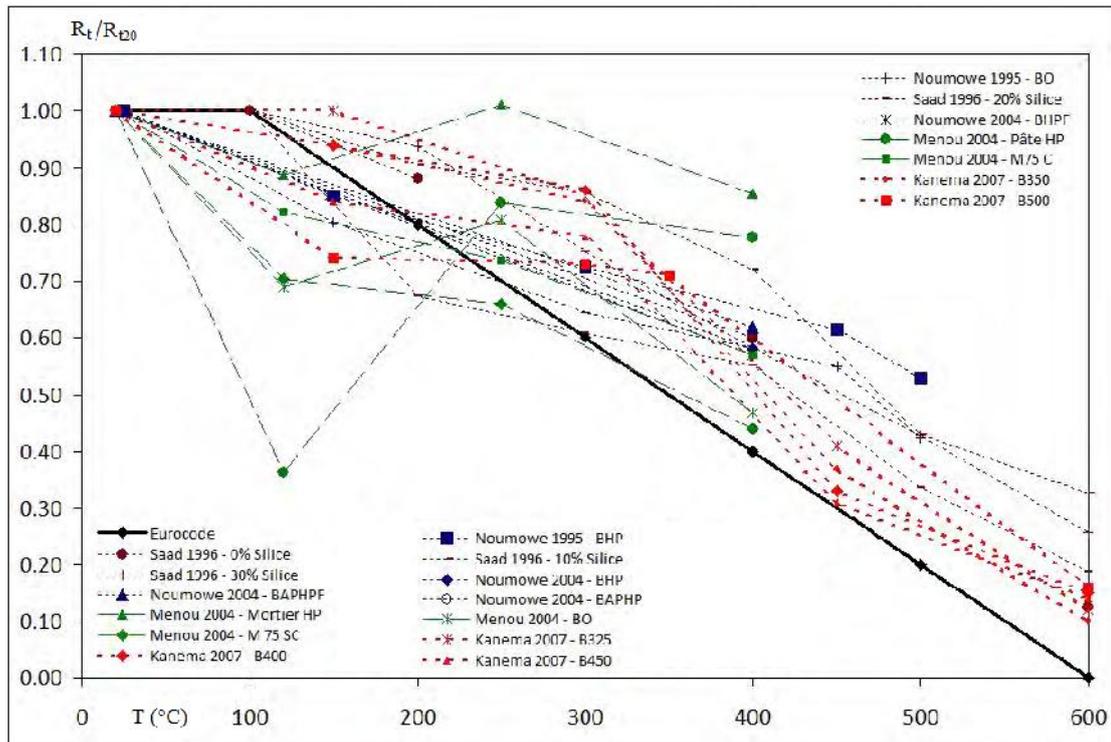


Figure 1.13 Évolution de la résistance à la traction en fonction de la température présenté par [HANA, 2009].

1.5.3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité (souvent appelé « module élastique ») est une grandeur intrinsèque du matériau, il est défini comme étant le module sécant entre la contrainte égale à 40% de la contrainte maximale (P_{ic}) et la contrainte correspondant à une déformation de 5×10^{-5} selon la norme ASTM [ASTM, 2002], [MING, 2016].

À des températures élevées, le module connaît des variations permanentes de sa valeur. Ces variations dépendent principalement de la microstructure de la pâte de ciment (augmentation de l'endommagement du matériau par la déshydratation et la fissuration de la matrice). La perte de l'eau évaporable au dessous de 100°C du béton a tendance à faire augmenter la résistance en compression et diminuer le module d'élasticité. Au dessus de 100°C , La température affecte similairement le module d'élasticité et la résistance du béton. [XING, 2011].

De nombreuses études ont montré une diminution graduelle du module d'élasticité en compression avec la température et quel que soit le rapport eau/ciment (Schneider [SCHN, 1988], Noumowé [NOUM, 1995], Franssen [FRAN, 1997], Kanema [KANE, 2007], Pliya [PLIY, 2010], Bahr et al. [BAHR, 2013]). Le type de béton n'influe donc pas sur l'évolution du module d'élasticité

La figure 1.14 rapportée par Nguyen [NGUY, 2013] regroupe les évolutions du module d'élasticité résiduel en fonction de la température de différents types de bétons.

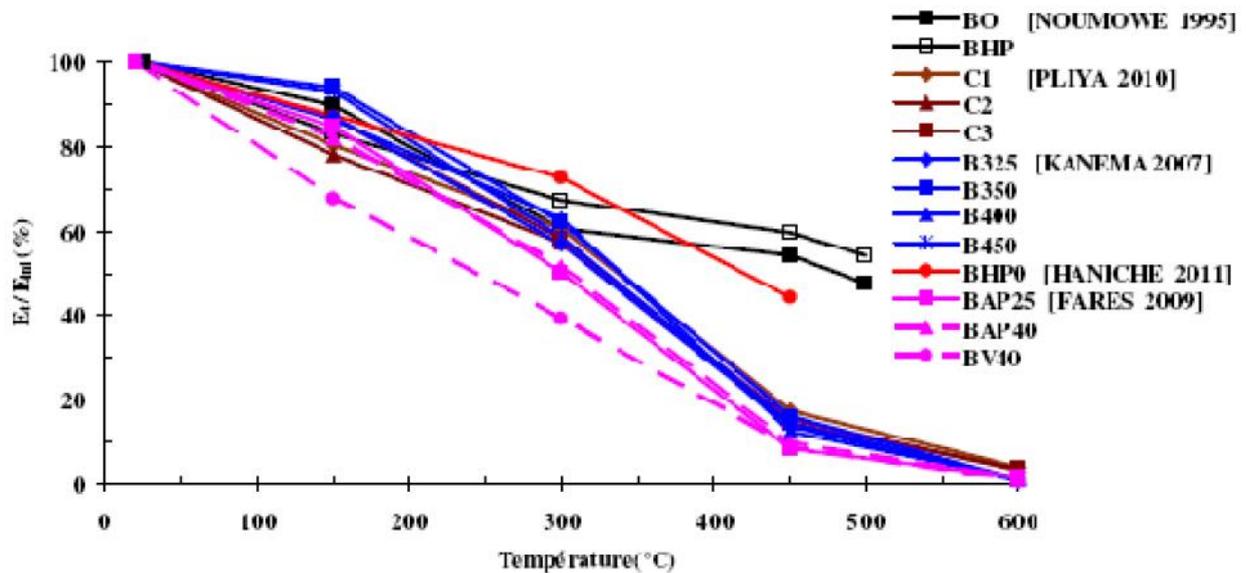


Figure 1.14 Évolution du module d'élasticité résiduel en fonction de la température pour différents types de bétons

Kanema [KANE, 2007], a observé une rigidité presque nulle (2%) à la suite d'un chauffage à 600°C. La forte baisse de rigidité du béton chauffé est liée aux différentes transformations physicochimiques de la matrice cimentaire, de la déformation des granulats avec l'interface pâte – granulats et l'augmentation du volume poreux [NOUM, 1995], [HAGE, 2004], [PLIY, 2010].

D'autres travaux comparent l'évolution du module d'élasticité de bétons confectionnés à partir de granulats silico-calcaires et de granulats calcaires [PIMI, 2002], [XING, 2011], [YERM, 2015). Les résultats montrent que les performances mécaniques résiduelles des bétons dépendent fortement de la nature du granulat après 300°C. Les bétons de granulat silex présentent la fissuration la plus marquée et par conséquent une importante perte de résistance mécanique entre 300°C et 600°C. Pour le béton de granulat calcaire, la décarbonatation de la calcite (entre 600°C et 750°C) génère la dégradation des propriétés mécaniques dès 600°C. Kanema [KANE, 2007], a constaté que la rigidité est devenue presque nulle (2%) suite d'un chauffage à 600°C.

1.5.4. Coefficient de Poisson

Il existe peu de résultat concernant l'évolution du coefficient de Poisson en fonction de la température, notamment ceux réalisées à chaud. Mis à part le module de Young, l'Eurocode

[EUR2, 2004] ne contient pas assez d'informations concernant le coefficient de Poisson de béton exposé au feu.

Des travaux réalisés sur des bétons avec les granulats siliceux testés jusqu'à 400°C, ont montré que les valeurs de coefficient de Poisson évoluent avec la température de même manière que le module d'élasticité [HAGE, 2004]. Les résultats de la mesure du coefficient de Poisson en employant la technique de la propagation des ondes d'ultrasons ont été réalisés, sur la pâte de ciment par Farage et *al.* [FARA, 2003]. Les résultats ont été obtenus pour une gamme de températures de 20 - 300°C. Il a été observé une diminution de la valeur du coefficient de Poisson de 20% à 150°C poursuivi par une augmentation de 7.5% à 300°C.

La figure 1.15, rapportée par Menou [MENO, 2004] dans sa thèse de doctorat, présente l'évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire.

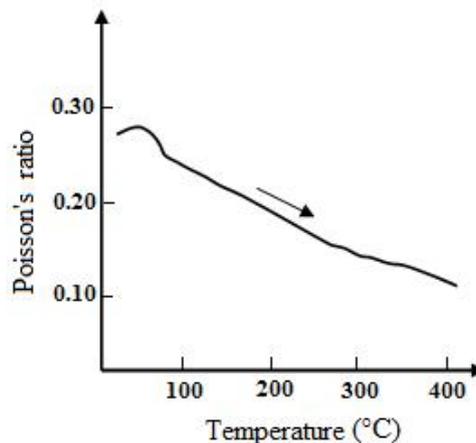


Figure 1.15 Évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire, d'après Maréchal [MARÉ, 1972]

1.5.5. Énergie de fissuration G_f .

L'énergie de fissuration (G_f) est définie comme l'énergie dissipée pour créer une unité de fissure en mode I de rupture.

L'évolution de G_f en fonction de la température est mal connue. On dénombre peu de recherches sur le sujet. Ces travaux montrent une très forte dispersion des résultats obtenus vu la sensibilité de l'énergie de fissuration à plusieurs paramètres physiques.

L'investigation effectuée par Menou [MENO, 2004] sur l'évolution de l'énergie de rupture en fonction de la température à lui permet de recenser quelques éléments responsables de cette forte dispersion à savoir :

- 1- Vitesse de chauffage et de refroidissement différente,
- 2- Essais réalisés à chaud ou à froid,
- 3- Différentes compositions du béton (granulométrie, type de ciment...),
- 4- Différentes géométries des éprouvettes,
- 5- Différentes conditions de conservations.

La figure 1.16 rapportée par Alnajim [ALNA, 2004] montre l'évolution relative de l'énergie de fissuration obtenue pour différentes températures.

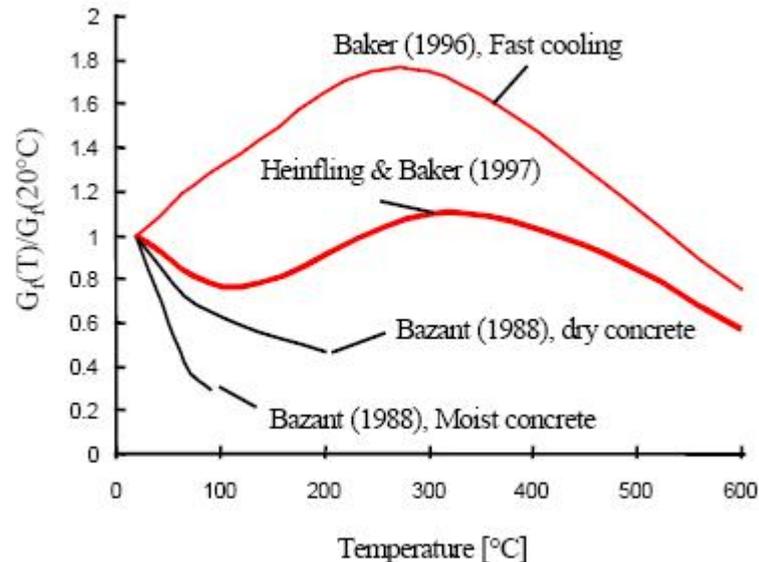


Figure 1.16 L'évolution relative de l'énergie de fissuration obtenue pour différentes températures. [ALNA, 2004]

1.6. Déformation thermique libre du béton à hautes températures

Quand le béton est soumis à une variation de température, il subit une déformation thermique qualifiée de libre en l'absence de contraintes appliquées. Cette déformation joue un rôle très important dans le comportement des structures en situation d'incendie.

Cependant, durant les phases transitoires de propagation de la chaleur et à cause des gradients thermiques qui se développent en parallèle, les déformations thermiques ne sont pas uniformes au sein du matériau béton. Ceci induit des contraintes internes qui peuvent-elles mêmes provoquées un endommagement du béton.

La déformation thermique du béton est la superposition des déformations de la matrice cimentaire et des granulats. L'incompatibilité des déformations thermiques entre ses composants affecte d'une façon significative leur propriété mécanique à températures élevées.

La déformation totale d'une éprouvette de béton non chargée soumise au chauffage est due aux effets composés suivants [NECH, 2000], [MENO, 2004]:

- ✓ Expansion thermique des granulats,
- ✓ Retrait de dessiccation de la pâte de ciment,
- ✓ Transformations chimiques au sein du béton,
- ✓ Microfissurations,
- ✓ La détérioration physique des divers constituants.

L'analyse des résultats présentés sur la Figure 1.17, montre, que la dilatation thermique des bétons dépend fortement de la nature de leurs granulats.

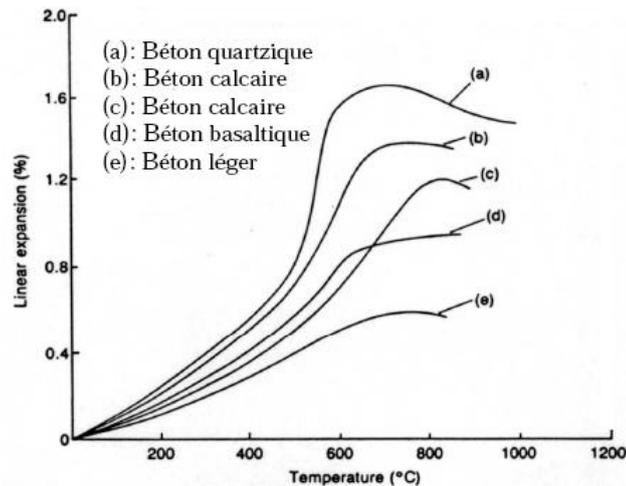


Figure 1.17 Déformation thermique libre de différents types de béton [SCHN, 1988]

Afin d'évaluer la déformation thermique du béton. Plusieurs travaux de recherches ont été réalisés. La synthèse des résultats de ces travaux de recherche rapportée par Sabeur [SABE, 2006] montrent que:

- La relation déformation thermique-température est non linéaire.
- Cette déformation est considérablement affectée par la nature des granulats.
- La dilatation thermique du béton cesse de croître dans une gamme de température de [600°C, 800°C].

Ces observations ont été confirmées par les travaux de Hager [HAGE, 2004] sur différents types de bétons.

1.7. Déformation du fluage thermique transitoire

Le fluage thermique transitoire est la propriété du béton de se déformer de façon très importante lorsqu'il est soumis à une sollicitation mécanique et à une augmentation de la température. La déformation ainsi obtenue est largement supérieure à celle obtenue par la déformation élastique et le fluage propre du matériau [SCHN, 1988], [MSAA, 2005]. Elle se

produit généralement en raison du mouvement de l'humidité dans le béton et elle est largement influencée par la température du béton [NIKH, 2011].

Un examen des travaux de recherche montre que le fluage à haute température du béton est un phénomène complexe qui dépend de nombreux facteurs, y compris la température, le chargement et la composition du béton.

Cet examen indique que le fluage augmente généralement avec la température. Il montre également que la vitesse de fluage est significativement plus élevée à des températures élevées que dans des conditions ambiantes. En outre, il a été constaté que le fluage augmente avec l'augmentation de la charge et l'accroissement de la contrainte [NIKH, 2011].

A partir des résultats expérimentaux, Schneider [SCHN, 1988] considère que les facteurs les plus influents sur la déformation de fluage thermique transitoire sont : le taux de chargement, le taux d'évaporation et le conditionnement des éprouvettes d'essais.

Les résultats d'essais visualisés sur la figure 1.18 montrent la diminution de la déformation totale avec l'augmentation du chargement, mettant ainsi en évidence l'influence du chargement mécanique appliqué.

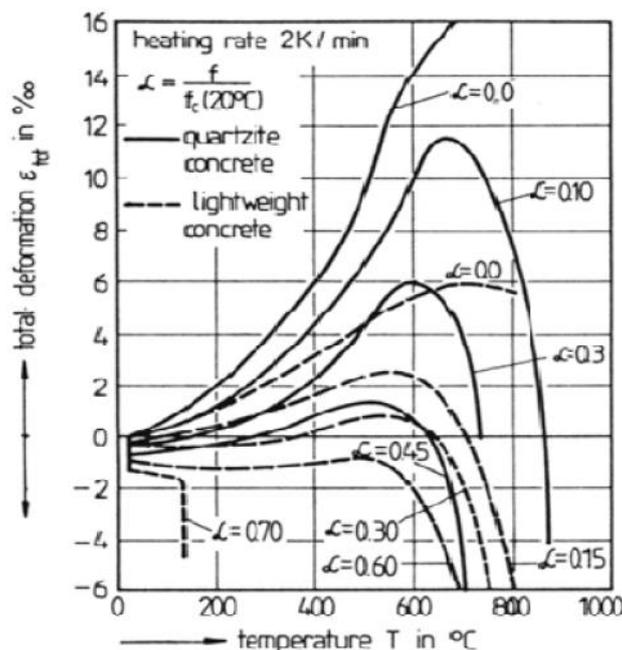


Figure 1.18 Déformation totale de différents bétons chauffés sous charge constante [SCHN, 1988]

1.7.1. Modèle implicite et modèle explicite

La déformation transitoire et la déformation de fluage sont souvent considérées comme un ensemble formant la déformation de fluage transitoire. Cette notion de déformation de fluage

transitoire recouvre les deux modèles « le modèle implicite et le modèle explicite ». Le modèle de déformation de fluage transitoire implicite donné par EN 1992-1-2 (EUR2, 2004) est le plus couramment utilisé.

Plusieurs modèles uni-axial de béton intégrant explicitement un terme de déformation de fluage transitoire ont été proposés dans la littérature depuis les premiers travaux d'Anderberg and Thelandersson [ANDE, 1976] et de Schneider [SCHN, 1985].

Dans la littérature récente on peut citer, par exemple: Li et Purkiss [LONG, 2005], Law et Gillie [ANGU, 2008] et Youssef et Moftah [YOUS, 2007]. Dans la plupart de ces modèles, la déformation de fluage transitoire est linéairement proportionnelle à la contrainte appliquée et augmente avec la température mais d'une façon non-linéaire.

En 2012, Gernay et *al.* [GERN, 2012] ont proposé une nouvelle formulation de matériau (béton) dans l'Eurocode 2 contenant un terme explicite pour le fluage transitoire (ETC (Explicit Transient Creep)).

Ce nouveau modèle est implémenté dans le logiciel SAFIR et validé avec des données expérimentales. Les auteurs suggèrent que le comportement réel du matériau est mieux adapté au nouveau modèle explicite qu'avec le modèle implicite existant dans Eurocode 2.

La figure 1.19 proposée par Gernay et *al.* [GERN, 2012] présente une comparaison entre différents modèles de fluage transitoire et des données expérimentales issues de la littérature.

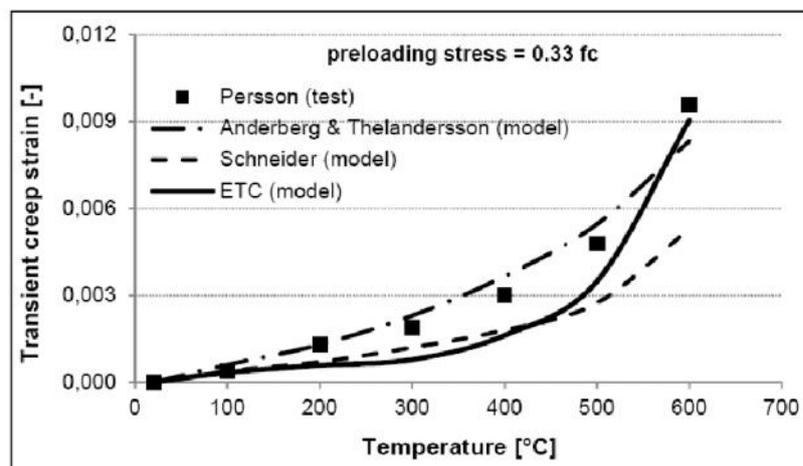


Figure 1.19 Comparaison entre différents modèles de fluage transitoire et des données expérimentales [GERN, 2012]

Cette figure montre la déformation de fluage transitoire du modèle ETC confronté avec des données expérimentales et des modèles issues de la littérature rapportés par Youssef et Moftah [YOUS, 2007] pour le cas particulier d'un spécimen soumis d'abord à une contrainte de

compression uniaxiale égale à $0,33 f_{c28}$ puis chauffée à une vitesse constante. Les auteures ont constaté que le modèle ETC est raisonnablement proche des autres modèles et des données expérimentales, et que l'augmentation de la contrainte de fluage transitoire avec la température est correctement reproduite par le modèle ETC.

1.8. Conclusion

L'objectif de ce premier chapitre est de faire une synthèse bibliographique de différents résultats expérimentaux et des connaissances existantes tirés de la littérature tendant à exprimer le comportement du matériau béton en cas d'incendie. A cet effet, le présent chapitre mis en évidence la complexité du comportement de béton sous hautes températures, où nous avons présenté l'évolution des différentes caractéristiques thermo-physique et mécaniques des bétons en situation d'incendie.

Il a été démontré que les propriétés mécaniques et physico-chimiques des bétons, sont fortement influencées par la montée en température. Ceci se traduit par une augmentation de la porosité associée à celle de la perméabilité. A cela s'ajoute l'incompatibilité de la dilatation thermique différentielle pâte-granulat due à la transformation physico-chimiques et, notamment à la déshydratation et à la décomposition des hydrates (associées à une perte de masse). La modification de la structure du béton entraîne donc une baisse de ses propriétés de transfert telle que la conductivité thermique et la chaleur spécifique.

Concernant les propriétés mécaniques en fonction de la température d'exposition, leur évolution est très variable et très complexe, on constate une perte irréversible de la raideur ainsi qu'à une perte de la résistance due à la décohésion thermique. L'endommagement thermique est exprimé en fonction dépendante de la température du module d'élasticité, tandis que la décohésion thermique est exprimée par la variation de la résistance en compression. Parallèlement, pour le phénomène de fluage thermique transitoire, une étude approfondie de ce comportement caractéristique du béton est indispensable, notamment pour mesurer les déformations du matériau sous un chargement mécanique durant l'augmentation de la température [HAGE, 2004].

Le chapitre suivant sera consacré à la présentation des propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton et de l'acier de construction à température élevée selon le règlement Eurocode. Ce chapitre vise à mieux comprendre le comportement couplé acier-béton à travers la comparaison des principales caractéristiques de ces des deux matériaux aux hautes températures.



Propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton et de l'acier de construction à température élevée (Selon Eurocodes et DTU)

2.1. Introduction

L'évaluation du comportement au feu des éléments de structure nécessite de connaître les propriétés des matériaux aux températures élevées, à savoir les caractéristiques thermo-physiques, les relations contrainte-déformation, le module de rigidité, la résistance et la dilatation thermique en fonction de la température. Nous exposons dans ce chapitre les propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton et de l'acier de construction conformément aux règlements des Eurocodes et dans certain cas la norme DTU. Une attention particulière sera accordée à la comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton en conformité avec les parties « feu » des Eurocodes concernés.

2.2. Propriétés thermo-physiques du béton

2.2.1. Dilatation thermique

Quand le béton est soumis à des températures élevées, il subit des variations caractérisées d'une part par la dilatation thermique et d'autre part par un gonflement ou un retrait. Les relations suivantes proposées par les Eurocodes 2 et 4 ainsi que le DTU prennent en compte de la dilatation thermique y compris le retrait et le gonflement.

Pour un béton de granulats siliceux, de masse volumique courante, sa déformation ($\varepsilon_c(\theta)$) thermique est donnée par les relations suivantes :

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\theta + 2,3 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad \text{Pour } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 700 \text{ °C} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{Pour } 700 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (2.2)$$

Pour un béton de granulats calcaires, de masse volumique courante, sa déformation ($\varepsilon_c(\theta)$) thermique est donnée par:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6 \cdot 10^{-6}\theta + 1,4 \cdot 10^{-11}\theta^3 \quad \text{Pour } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 805 \text{ °C} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \cdot 10^{-3} \quad \text{Pour } 805 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C} \quad (2.4)$$

Où θ est la température du béton (°C).

La variation de la dilatation thermique en fonction de la température est illustrée à la figure 2.1

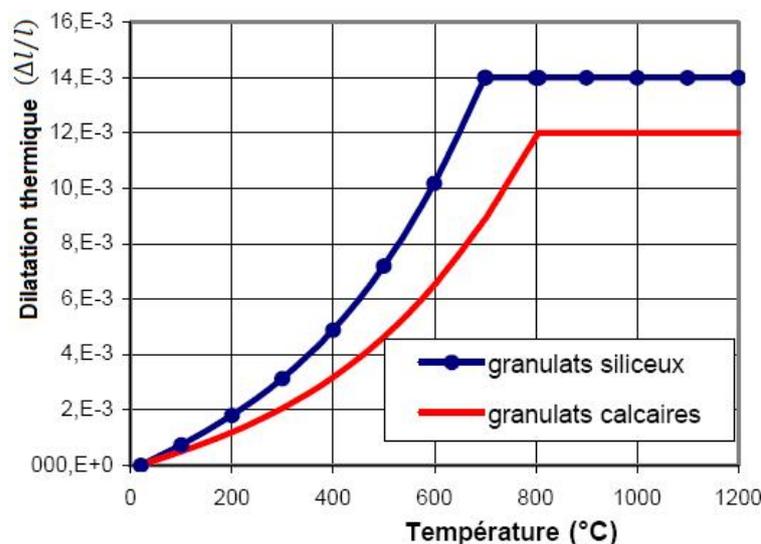


Figure 2.1 Dilatation thermique totale du béton en fonction de la température [EUR2, 2004]

Selon le DTU [DTU, 2000], la dilatation thermique est obtenue par la formule suivante :

$$\frac{\Delta l}{l} = 10^{-5}\theta \quad (2.5)$$

2.2.2. Chaleur spécifique

Selon l'Eurocode 2, la chaleur spécifique ($C_p(\theta)$) du béton sec de granulats siliceux ou calcaires avec une teneur en eau ($u = 0\%$) est déterminée à partir des expressions suivantes :

- Pour $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$ $C_p(\theta) = 900 \text{ (J/kg K)}$ (2.6)

- Pour $100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}$ $C_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg. K)}$ (2.7)

- Pour $200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$ $C_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg. K)}$ (2.8)

- Pour $400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$ $C_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kg. K)}$ (2.9)

Où θ est la température du béton ($^\circ\text{C}$). ($C_p(\theta)$) en (J/kg.K)

La variation de la chaleur spécifique ($C_p(\theta)$) en fonction de la température pour différentes teneur en eau est illustrée à la figure 2.2.

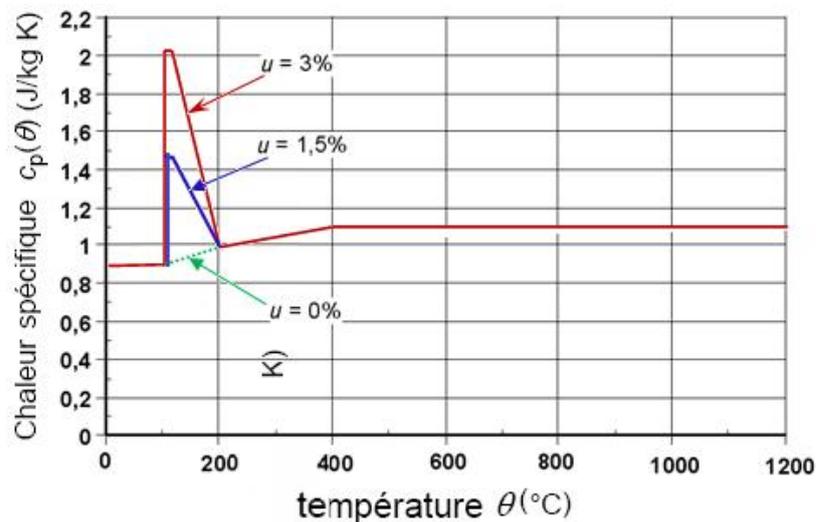


Figure 2.2 Chaleur spécifique, ($C_p(\theta)$), en fonction de la température pour 3 teneurs en eau, u , différentes : 0 %, 1,5 % et 3 % du poids de béton [EUR2, 2004]

Lorsque la teneur en eau n'est pas explicitement prise en compte dans la méthode de calcul, la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton de granulats siliceux ou calcaires peut être modélisée par une valeur constante, ($c_{p,peak}$), située entre 100°C et 115°C et une décroissance linéaire entre 115°C et 200°C :

- $c_{p,peak} = 900 \text{ J/kg K}$ pour une teneur en eau de 0 % du poids de béton
- $c_{p,peak} = 1470 \text{ J/kg K}$ pour une teneur en eau de 1,5 % du poids de béton
- $c_{p,peak} = 2020 \text{ J/kg K}$ pour une teneur en eau de 3,0 % du poids de béton,

Pour d'autres teneurs en eau, une interpolation linéaire est acceptable.

L'Eurocode 4 propose une évolution polynomiale du second degré en fonction de la température pour un béton sec, avec un pic entre 100 et 200°C caractérisant le changement de phase de l'eau contenue dans le béton.

$$C_{c,\theta} = 890 + 56,2(\theta_c/100) - 3,4(\theta_c/100)^2 \quad (\text{J/kg.K}) \quad (2.10)$$

Avec :

C_c : La chaleur spécifique du béton de masse volumique courante sec,

θ_c : est la température du béton.

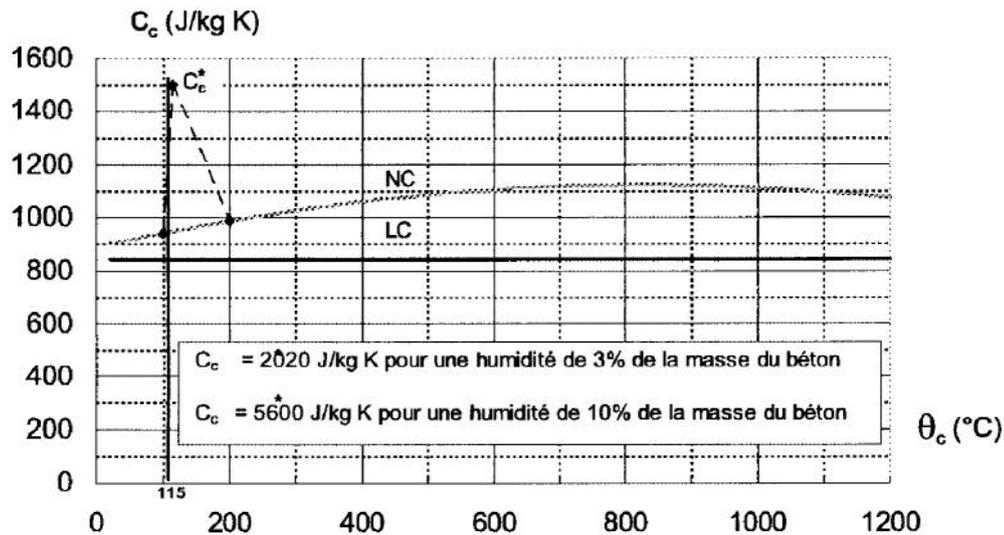


Figure 2.3 Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température. [EUR4, 2004]

2.2.3. Conductivité thermique

La conductivité thermique λ_c du béton en fonction de la température peut être déterminée entre les valeurs limites inférieure et supérieure présentées sur la figure 2.4 ci-dessous.

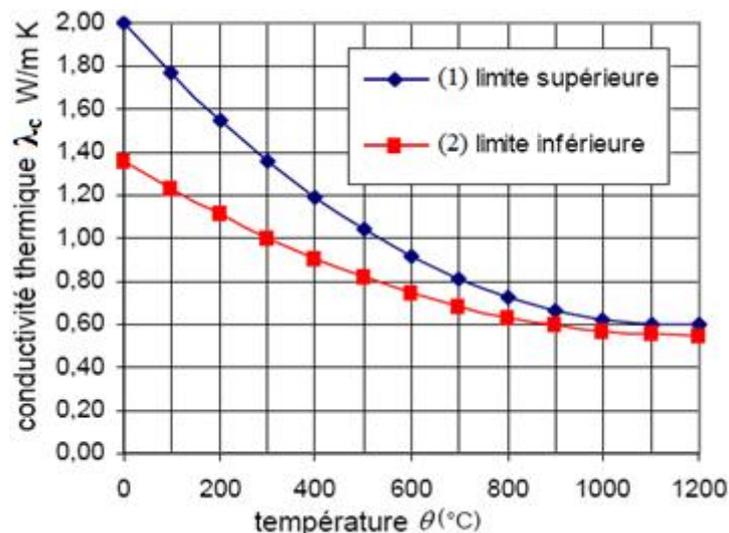


Figure 2.4 Conductivité thermique du béton

Courbe 1 : La limite supérieure de la conductivité thermique λ_c du béton de densité normale peut être déterminée à partir de :

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta/100) + 0,0107 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.11)$$

Courbe 2 : La limite inférieure de la conductivité thermique λ_c du béton de densité normale peut être déterminée à partir de :

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta/100) + 0,0057 (\theta/100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.12)$$

L'Eurocode 2 propose l'évolution de conductivité thermique suivante pour le béton :

$$\lambda_c = 2 - 0,2151 (\theta/100) + 0,0107(\theta/100)^2 \text{ W/mK} \text{ avec } \theta \leq 140^\circ\text{C} \quad (2.13)$$

$$\lambda_c = -0,02604 \theta + 5,324 \text{ W/mK} \text{ avec } 140 < \theta \leq 160^\circ\text{C} \quad (2.14)$$

$$\lambda_c = -1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,0057 (\theta/100)^2 \text{ W/mK} \text{ avec } \theta > 160^\circ\text{C} \quad (2.15)$$

L'Eurocode 4 propose l'évolution de conductivité thermique du béton suivante :

$$\lambda_c = 2 - 0,24(\theta/120) + 0,012 (\theta/120)^2 \text{ W/mK} \text{ avec } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.16)$$

Où θ est la température du béton.

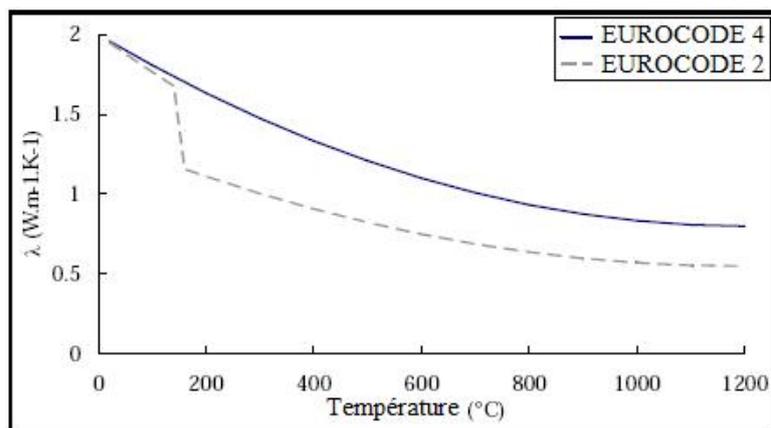


Figure 2.5 Évolution de la conductivité thermique du béton en fonction de la température.

2.2.4. Masse volumique

La masse volumique ρ_c d'un béton non armé peut être considérée comme indépendante de la température du béton et peut être évaluée conformément à l'ENV 1992-1-2 [EUR2, 2004].

Si l'on veut tenir compte de l'effet de l'élévation de température, La variation de la masse volumique du béton est influencée par la perte en eau et est définie comme suit :

$$\rho_c = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta < 115^\circ\text{C} \quad (2.17)$$

$$\rho_c = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad \text{pour } 115^\circ\text{C} < \theta < 200^\circ\text{C} \quad (2.18)$$

$$\rho_c = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \quad \text{pour } 200^\circ\text{C} < \theta < 400^\circ\text{C} \quad (2.19)$$

$$\rho_c = \rho_{c(20^\circ\text{C})} \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} < \theta < 1200^\circ\text{C} \quad (2.20)$$

2.2.5. Propriétés mécaniques du béton à températures élevées

2.2.5.1. Résistance en compression du béton normal (jusque C50/60)

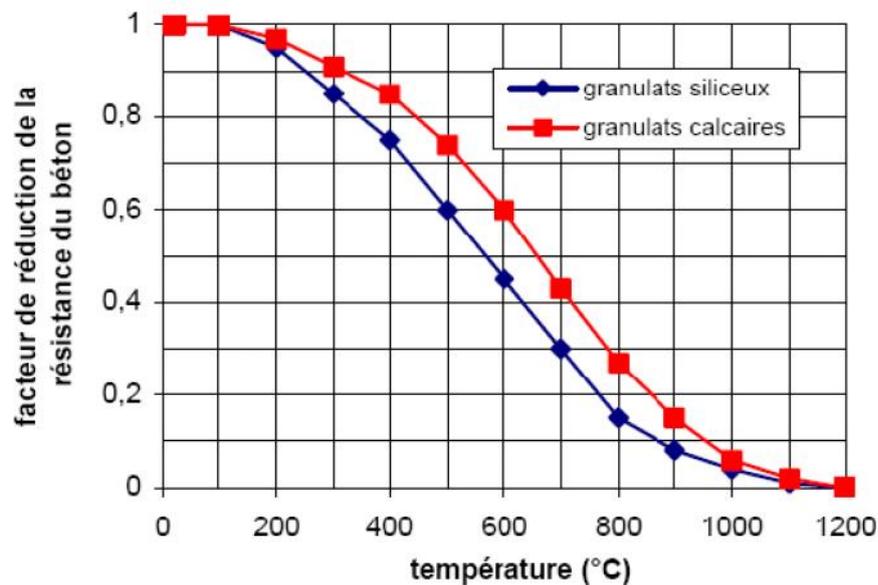


Figure 2.6 Évolution de la résistance du béton en fonction de la température et du type de granulats selon [EUR2, 2005]

La figure ci-dessus montre l'évolution de la résistance du béton en fonction de la température et en fonction du type de granulats utilisés. L'Eurocode 2 précise que les bétons contenant au moins 80 % en masse de granulats calcaires sont considérés comme des bétons à granulats calcaires. L'utilisation des valeurs tabulées n'impose aucune vérification concernant l'éclatement pour le béton de densité normale (2000 à 2600 kg/m³). Néanmoins, si la distance de l'axe de l'armature au parement est supérieure ou égale à 70 mm, alors il faut prévoir des armatures de peau pour s'opposer à d'éventuelles chutes de béton. Le treillis de peau disposera d'une maille inférieure à 100 par 100 mm et d'armatures de diamètre supérieur ou égal à 4 mm. Si d'autres méthodes de calcul sont utilisées, il y a lieu de considérer le phénomène de l'éclatement.

L'éclatement explosif est improbable lorsque la teneur en eau du béton est inférieure à (k %) du poids total du béton. Au-dessus de (k %), il convient d'étudier plus précisément l'influence de la teneur en eau, du type de granulat, de la perméabilité du béton et de la vitesse d'échauffement. Au niveau européen, la valeur recommandée est 3. Il peut être supposé que lorsque les éléments sont conçus pour une classe d'exposition X0 et XC1 (voir l'EN 1992-1-1), la teneur en eau de cet élément est inférieure à k % du poids avec ($2,5 \leq k \leq 3,0$).

2.2.5.2. Bétons à haute résistance

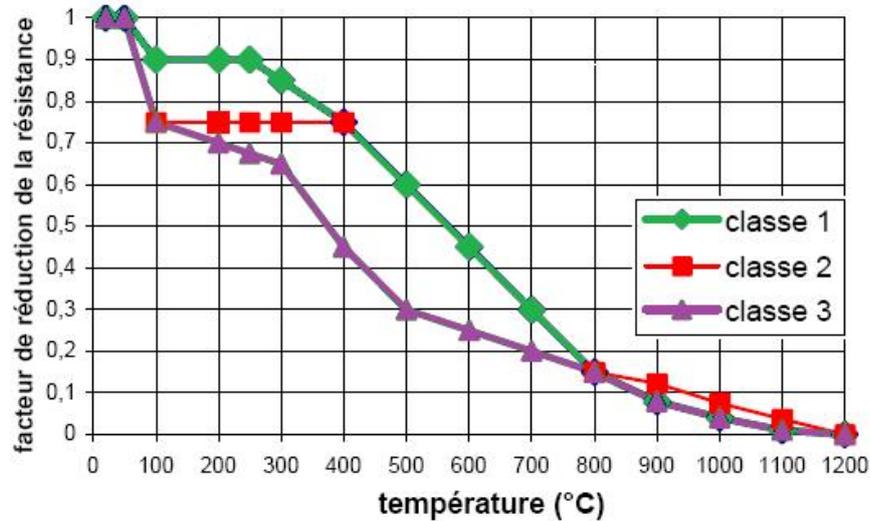


Figure 2.7 Diminution de la résistance à la compression des bétons haute résistance [EUR2, 2005]

Les classes recommandées par l'EC2 feu sont :

- ✓ la classe 1 pour les C55/67 et C60/75 ;
- ✓ la classe 2 pour les C70/85 et C80/95 ;
- ✓ la classe 3 pour les bétons C90/105.

Les règles de l'Eurocode 2 feu recommandent également de vérifier que le béton n'est pas trop bon, c'est-à-dire que sa résistance réelle n'est pas trop élevée par rapport au résultat recherché. En effet, le gain en résistance ne compenserait pas la réduction de résistance liée à la perméabilité plus faible du béton. Lorsque la résistance caractéristique réelle du béton est susceptible d'être d'une classe supérieure à celle spécifiée dans les calculs, il convient, dans les calculs, d'utiliser la réduction relative de la résistance au feu dans la classe supérieure.

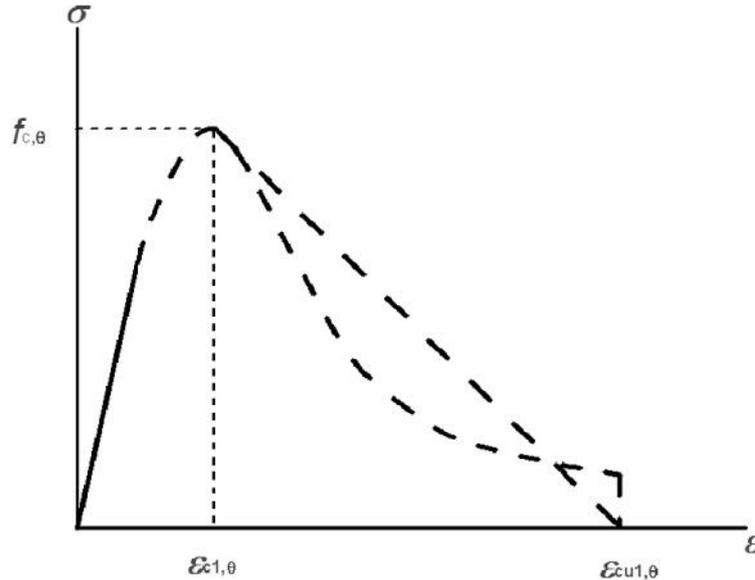
2.2.5.3. Propriétés de résistance et de déformation du béton

Les propriétés de résistance et de déformation d'un béton comprimé de manière uni-axiale à haute température sont caractérisées par une relation contrainte-déformation présentant la forme indiquée par la figure 2.8.

Pour une température du béton donnée, la courbe contrainte-déformation est définie par deux paramètres :

- la résistance à la compression $f_{c,t}$;
- la déformation $v_{c,t}$ correspondant à $f_{c,t}$

Les valeurs de chacun de ces paramètres sont données dans le tableau 2.1 en fonction des températures du béton. Pour des valeurs de température intermédiaires, une interpolation linéaire peut être utilisée.



Intervalle	Contrainte $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\frac{\varepsilon_{c1,\theta}}{\varepsilon_{c1}(\theta)} < \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu1,\theta}}$	Pour des questions d'ordre numérique, il convient d'adopter une partie descendante. Les modèles linéaires ou non linéaires sont admis.

Figure 2.8 Modèle mathématique des relations contrainte déformation du béton en compression aux températures élevées. [EUR2, 2004]

Avec;

$f_{c,r}$: Résistance caractéristique du béton à la température θ °C

$\varepsilon_{c1,r}$: Déformation du béton correspondant à $f_{c,r}$,

ε : Déformation du béton en situation d'incendie

$\varepsilon_{cu1,r}$: Déformation maximale du béton en situation d'incendie

$f_{ck(\theta)}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton à la température θ pour une déformation spécifiée.

Température du béton	Granulats siliceux			Granulats calcaires		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\frac{\sigma}{\varepsilon_{cu1,\theta}}$	$\frac{\sigma}{\varepsilon_{cu1,\theta}}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\frac{\sigma}{\varepsilon_{cu1,\theta}}$	$\frac{\sigma}{\varepsilon_{cu1,\theta}}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Tableau 2.1 Valeurs pour les paramètres principaux de la relation contrainte-déformation du béton de densité normale réalisé avec des granulats siliceux ou calcaires aux températures élevées [EUR2, 2004]

Ce tableau nous montre clairement la variation de la résistance en compression du béton en fonction de la température. On peut constater facilement qu'elle chute progressivement à environ 50% de sa valeur initiale à température de 600°C.

2.3. Comportement thermo-physiques et mécaniques des aciers de construction à température élevée

Dans une situation d'incendie, le comportement des éléments en acier dépend essentiellement de son protection ou non contre les températures élevées. Les éléments non protégés présentent de grandes déformations lors des incendies alors que ceux bien protégés peuvent avoir des mineurs dommages ou même pas endommagés [BUCH, 2017].

Malgré que les armatures d'acier puissent subir des dégâts élevés au cours d'un incendie, ils ont également la capacité de récupérer leurs propriétés initiales après le refroidissement. Si elles sont chauffées jusqu'à des températures de 600 °C, les armatures d'acier ne subissent pas de perte de résistance importante lorsqu'elles sont refroidies, mais des températures plus élevées peuvent réduire leurs résistances jusqu'à 10% [BUCH, 2017].

La figure 2.9 montre une connexion en acier poteau-poutre après exposition au feu. Le flambage local des poutres peut être observé alors que le poteau ne subit pas de déformation importante.

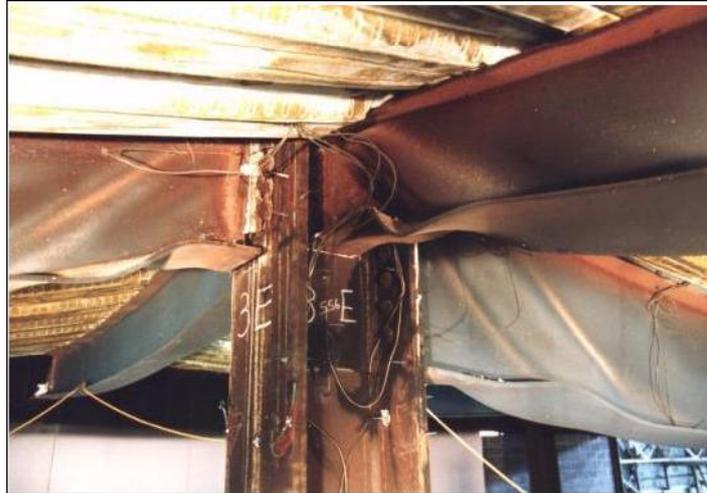


Figure 2.9 Connexion en acier après exposition au feu [TEOD, 2013]

2.3.1. Propriétés thermo-physiques de l'acier

Les propriétés thermiques des armatures d'acier dépendent du type d'acier et de la température dont elles exposent. Ces propriétés comprennent la conductivité thermique et la capacité thermique.

La conductivité thermique de l'acier est très élevée par rapport au béton et par conséquent la chaleur est distribuée à travers les armatures d'acier très rapidement.

En outre, les armatures d'acier sont toujours intégrées dans le béton et elles ont une très petite section par rapport au béton. Pour ces raisons, dans les calculs de résistance au feu, les armatures d'acier sont généralement considérées comme un conducteur parfait, ce qui implique que la température est uniforme dans la zone d'acier et ne tient donc pas compte séparément de l'armature d'acier dans les analyses thermiques [NIKH, 2011].

À des hautes températures, les propriétés thermiques de l'acier sont fortement dépendantes de la température et elles sont moins influencées par la composition de l'acier [WILL, 2004].

Cependant, il a été démontré que les armatures d'acier ont une faible influence sur la répartition de la température dans une section de béton armé [LIE, 1993]. En outre leurs propriétés thermiques ne sont pas très importantes pour prédire la répartition de la température dans des éléments en béton armé.

2.3.2. Diffusion de chaleur dans l'acier

La conductivité thermique de l'acier est assez élevée par rapport à celle du béton, la distribution de température dans la section d'acier sera beaucoup plus uniforme que pour une section de béton. Donc, vu que la température est constante en tout point de la section, les déformations dues aux contraintes seront limitées à des déformations longitudinales, déformations calculées à l'aide d'une formule analytique en fonction de la température de l'acier.

En effet, l'équation différentielle générale de Fourier est simplifiée aux équations suivantes pour les sections protégées ou non protégées :

$$\Delta\theta_a = k_{sh} \frac{1}{\rho_a c_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t \quad (2.21)$$

et

$$\Delta\theta_a = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{\rho_a c_a} \cdot \frac{A_p}{V} \left(\frac{1}{1+\phi/3} \right) (\theta_g - \theta_a) \cdot \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_g \quad (2.22)$$

L'équation (2.22) prend en compte d'une certaine conservation de la température à l'intérieur des couches de protection alors que la température des bords de l'ensemble est prise égale à la température des gaz ambiants.

2.3.2.1. Le flux net de chaleur (\dot{h}_{net})

Le flux net de chaleur (\dot{h}_{net}) dépend du modèle de feu sélectionné et des propriétés thermiques des couches de protection.

a) flux net de chaleur pour les sections acier non protégées

Le flux net de chaleur pour une section d'acier non protégée est déterminé :

- par le rayonnement : $\dot{h}_{net} = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot \phi \cdot \varepsilon_{res} \cdot ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4)$ (2.23)

- par la convection : $\dot{h}_{net} = \alpha_c (\theta_r - \theta_a)$ (2.24)

avec:

ϕ : facteur de vue, c'est un facteur géométrique ≤ 1 . Dans la majorité des cas, il est pris égal à 1.

ε_{res} : Coefficient d'émissivité résiduelle, c'est le produit du coefficient d'émissivité de l'acier ($\varepsilon_m = 0,7$) par celui de l'environnement ($\varepsilon_f = 1$).

α_c : Coefficient de convection, varie en pratique de 25 (pour un feu standard ou un feu externe) à 50W/m²K (pour un feu d'hydrocarbure). Pour un feu naturel, on prend $\alpha_c = 35W/m^2k$.

θ_r : température de rayonnement peut être prise égale à la température des gaz ambiants θ_g pendant l'incendie. Cette température est donnée par les courbes de feu utilisées pour l'analyse.

θ_a : Température de l'acier

θ_g : Température des gaz ambiants

b) le flux net de chaleur pour les sections d'acier protégées

Lors du calcul des températures d'une section acier protégée, l'effet du matériau de protection doit être pris en compte. Le flux net de chaleur (\dot{h}_{net}) d'une section acier protégée dépend donc de l'épaisseur de la couche de protection (d_p) et des propriétés du matériau de protection (λ_p, ρ_p, C_p).

Ces propriétés sont introduites dans l'équation (2.23) au travers du facteur ϕ .

$$\phi = \frac{\rho_p \cdot C_p}{\rho_a \cdot C_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V} \quad (2.25)$$

2.3.3. Facteur de massivité A_m/V

Le facteur de massivité est défini comme le rapport entre le périmètre de la section exposée au feu et la surface de la section A_m/V [m^{-1}]. Les sections ayant un facteur de massivité très élevé répondent plus rapidement à une sollicitation thermique et se réchauffent plus rapidement. Une distribution uniforme de la température se justifie alors généralement. Les sections en acier avec un facteur de massivité bas sont plus massives et donc ayant des effets d'inertie thermique non négligeables. La variation de température au sein même de la section ne peut plus être ignorée.

Le concept de facteur de massivité est illustré ci-dessous.

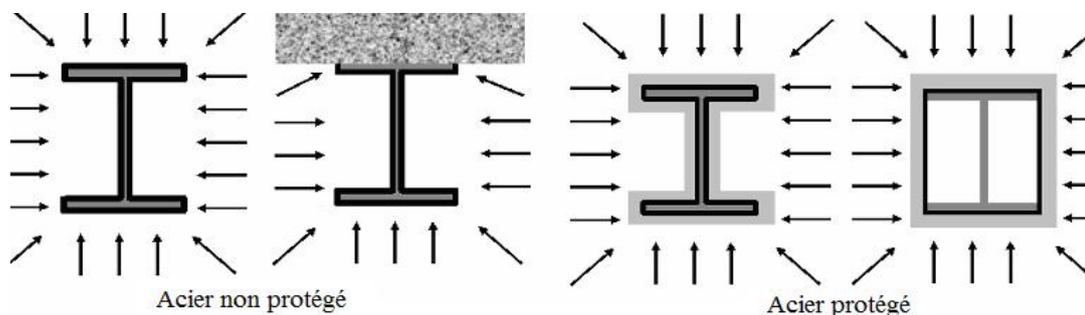


Figure 2.10 Concept de facteur de massivité [EUR3, 2005].

- Pour les éléments acier sous un plancher béton, le transfert de chaleur entre l'acier et le béton est négligé.

- Pour les éléments entourés d'une protection, la surface d'acier est comprise à l'intérieur de l'enveloppe de protection.

2.3.4. Le coefficient d'ombre (k_{sh})

Le coefficient d'ombre (k_{sh}) est un facteur de réduction qui peut être utilisé lors du calcul des températures d'une section acier non protégée soumise à un incendie.

L'effet d'ombre est causé par le fait que des parties de la section sont localement cachées par rapport à la source de chaleur. Il dépend donc très clairement de la forme de la section en acier. Ce coefficient n'est applicable que pour des types de sections dites ouvertes (par exemple: section en H et en I) et donc n'a pas lieu d'être pour les sections dites fermées (exemple : section tubulaire).

Selon l'Eurocode 3 l'effet d'ombre pour une section (I) en situation d'incendie est déterminé au moyen de la formule suivante :

$$k_{sh} = 0,9[A_m/V]_b/[A_m/V] \quad (2.26)$$

Où :

$[A_m/V]$: est la valeur du facteur de massivité enveloppe.

Dans les autres cas, la valeur de (k_{sh}) doit être prise égale à :

$$k_{sh} = [A_m/V]_b/[A_m/V] \quad (2.27)$$

Notons que pour les sections de forme convexe (par exemple sections creuses rectangulaires ou circulaires) totalement entourées de gaz chauds, l'effet d'ombre ne joue pas de rôle et, par conséquent, le facteur (k_{sh}) est égal à (1.0).

2.3.5. Chaleur spécifique

La chaleur spécifique de l'acier de construction (en J/kg.K) a tendance à augmenter avec la température. La courbe donnant sa variation en fonction de la température peut être définie par les relations suivantes (voir figure 2.11) :

- Pour $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$

$$C_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1}\theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6}\theta_a^3 \quad (\text{J/kg.K}) \quad (2.28)$$

- Pour $600^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735^\circ\text{C}$ $C_a = 666 + 13002/(738 - \theta_a)$ (2.29)

- Pour $735^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900^\circ\text{C}$ $C_a = 545 + 17820/(\theta_a - 731)$ (2.30)

- Pour $900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$ $C_a = 650$ (2.31)

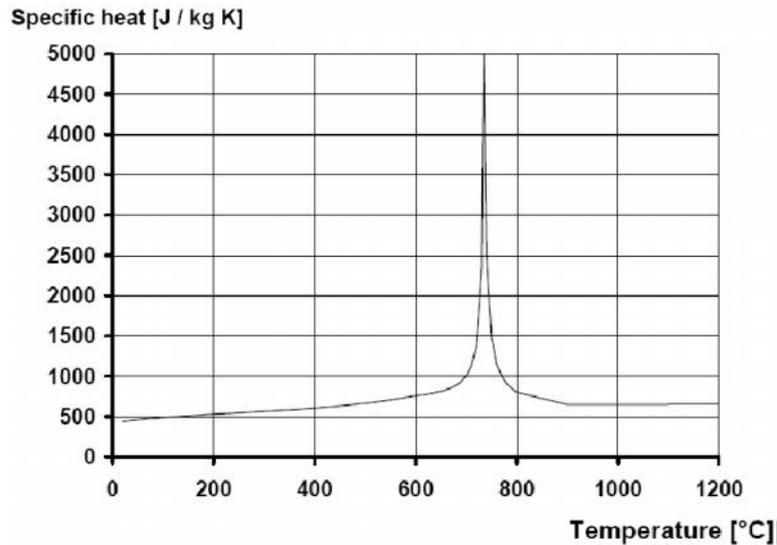


Figure 2.11 Chaleur spécifique de l'acier au carbone en fonction de la température [EUR4, 2005]

Nous pouvons noter que la courbe donnée par l'Eurocode 4 présente un pic autour de 735°C, dont le sommet d'environ 2500 (J/Kg°K). Ce pic tient compte du caractère endothermique du changement de phase cristallographique qui a lieu vers cette température [BENM, 2010].

2.3.6. Dilatation thermique de l'acier

La dilatation thermique est un phénomène engendré par une variation de température. Au niveau microscopique, on peut simplement dire que se sont les atomes constituant la matière qui s'écartent ou se rapprochent en fonction de la température. Tout élément usuel de construction, sous l'action d'une variation de température, subit des dilatations, même en absence de toute charge mécanique. La variation de la dilatation thermique de l'acier pour béton armé et béton précontraint en fonction de la température est illustrée à la figure suivante :

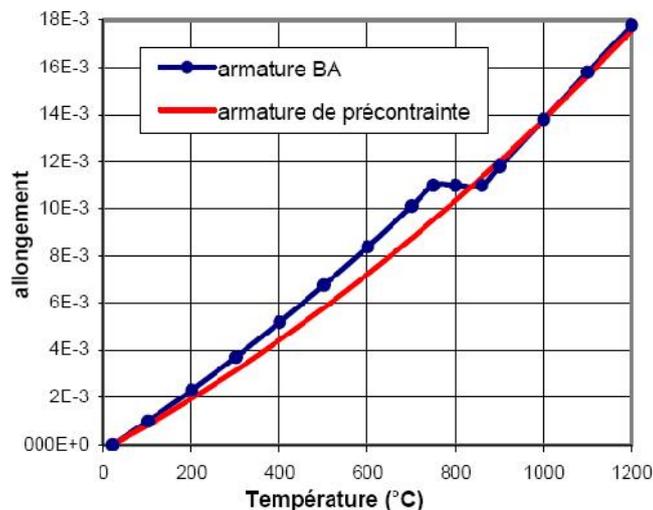


Figure 2.12 Dilatation thermique de l'acier
(Courbe 1 : acier de béton armé, Courbe 2 : acier de précontrainte) [EUR2, 2005]

- Pour $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad (2.32)$$

- Pour $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$ $\frac{\Delta l}{l} \approx 1,1 \cdot 10^{-2}$ (2.33)

- Pour $860^{\circ}\text{C} < \theta_a < 1200^{\circ}\text{C}$ $\frac{\Delta l}{l} = 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3}$ (2.34)

Où:

l : est la longueur à 20°C ;

Δl : est la dilatation induite par la température;

θ_a : est la température de l'acier [$^{\circ}\text{C}$].

En pratique, on observe pas de grandes différences entre la dilatation thermique des différents types d'acier au carbone. La courbe de dilatation montre un ralentissement, avec dans certains cas une phase passagère de contraction pour les températures dans la plage 750 à 850 $^{\circ}\text{C}$. Ce ralentissement est dû au changement de phase cristallographique (transformation allotropique). Au-delà de 800 à 900 $^{\circ}\text{C}$, la dilatation reprend plus rapidement qu'aux températures inférieures et suit une loi linéaire en fonction de la température.

2.3.7. Conductivité thermique :

La conductivité thermique de l'acier (λ_a) est beaucoup plus importante que celle du béton. Elle peut être définie à partir des relations suivantes:

- Pour $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}$ $\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK}$ (2.35)

- Pour $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ $\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK}$ (2.36)

L'utilisation de la valeur constante de 45 (W/m $^{\circ}\text{K}$) est autorisée dans des calculs simplifiés.

La variation de la conductivité thermique (λ_a) de l'acier en fonction de la température est illustrée à la figure suivante :

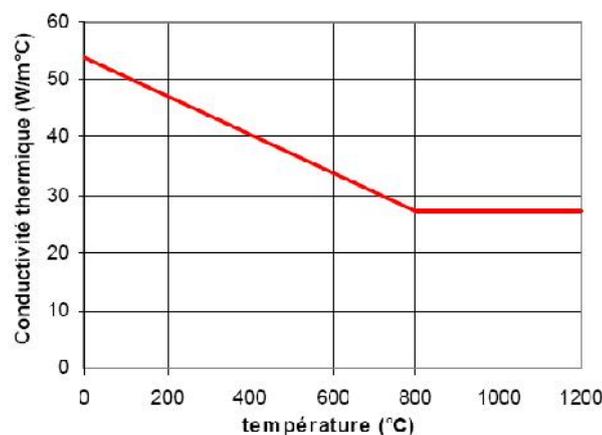


Figure 2.13 Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température [EUR3, 2005]

2.3.8. Masse volumique

L'incendie a peu d'influence sur la masse volumique de l'acier. Une valeur de 7850 kg/m^3 est généralement adoptée pour tous les types d'acier.

2.3.9. Propriétés mécaniques

2.3.9.1. Propriétés de résistance et de déformation

Les propriétés mécaniques de l'acier de construction comprennent la limite d'élasticité, la résistance maximale et le module d'élasticité. Ces propriétés sont généralement représentées par les relations contrainte-déformation-température de l'acier et diminuent avec la température.

Suite à une augmentation de la température, on constate :

- Une dilatation de la structure. Cependant, on ne verra que rarement une dilatation uniforme de la structure ;
- La résistance et la rigidité des matériaux de construction se détérioreront impliquant des déformations plus importantes ;
- La résistance et la rigidité des matériaux de construction se détérioreront de sorte que la structure ne sera plus capable de supporter les efforts auxquels elle est soumise.

Les relations donnant les variations des propriétés mécaniques de l'acier « la limite d'élasticité, la résistance, le module d'élasticité » en fonction de la température sont obtenues à partir des essais de traction sur des éprouvettes en acier. Les essais réalisés dans ce sens ont montrés qu'il y a une dispersion dans les résultats dus au mode opératoire utilisé et au vitesse de chargement et de montée en température [FELL, 2015].

Selon l'Eurocode 3, les propriétés de résistance et de déformation de l'acier de construction aux températures élevées, pour des vitesses d'échauffement comprises entre 2 et 50 K/min, sont déterminées à partir de la relation contrainte-déformation donnée dans la figure 2.14.

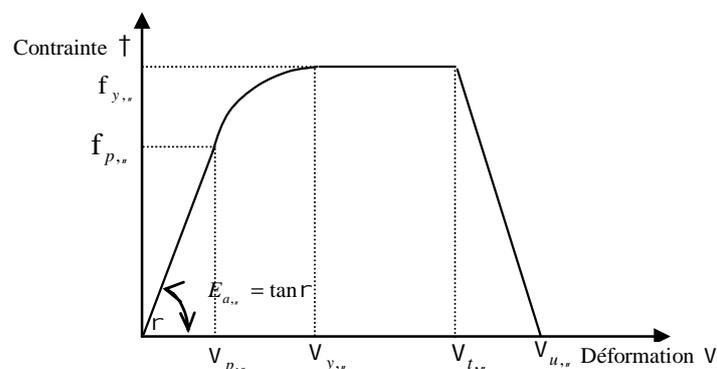


Figure 2.14 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées. [EUR3, 2005]

Avec:

$f_{y,\theta}$: Limite d'élasticité efficace ;

$f_{p,\theta}$: Limite de proportionnalité ;

$E_{a,\theta}$: Pente du domaine élastique linéaire ;

$v_{u,\theta}$: Déformation ultime ;

$v_{p,\theta}$: Déformation à la limite de proportionnalité ;

$v_{y,\theta}$: Déformation plastique ;

$v_{t,\theta}$: Déformation limite en élasticité ;

Plage de déformations	Contrainte σ	Module tangent
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Paramètres	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$	
Fonctions	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

Tableau 2.2 Relation entre les différents paramètres du modèle de la figure 2.14

2.3.9.2. Réduction de la contrainte élastique maximale et du module d'élasticité des éléments en acier

Comme cela a déjà été dit, les propriétés mécaniques se détériorent avec une augmentation de la température. C'est particulièrement vrai pour la contrainte élastique maximale et pour le module d'élasticité de l'acier au carbone dont les valeurs diminuent fortement avec l'augmentation de température.

Cette relation peut être décrite analytiquement et est représentée graphiquement dans la figure 2.15 ci-dessous proposée par l'Eurocode 3 qui montre l'influence considérable de hautes températures sur les propriétés mécaniques de l'acier au carbone. Les facteurs $k_{y,\theta}$ et $k_{E,\theta}$, sont des facteurs de réduction représentant le rapport entre d'une part la contrainte élastique divisée par le module d'élasticité à la température (θ) et d'autre part la contrainte élastique divisée par le module d'élasticité à température ambiante.

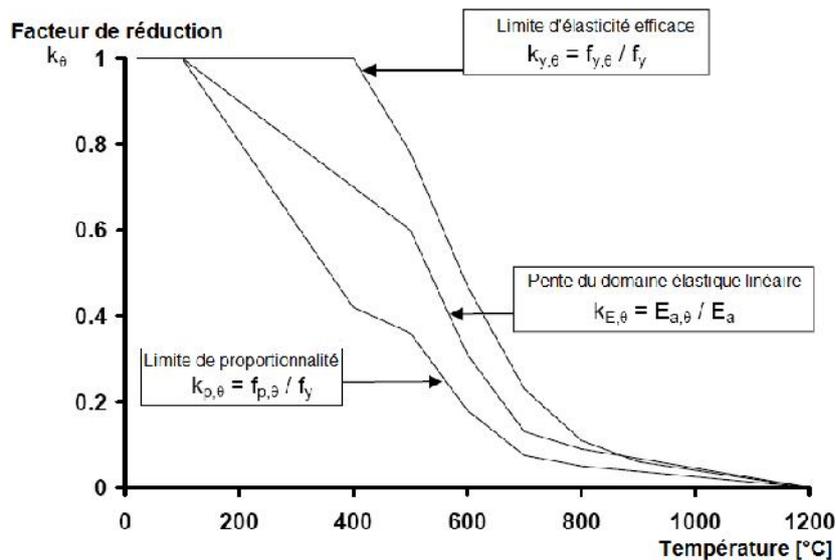


Figure 2.15 Réduction des propriétés mécaniques de l'acier de construction aux températures élevées [EUR3, 2005].

On peut constater que la perte significative en résistance pour l'acier de construction commence à 400 °C. A 600 °C, sa résistance est réduite approximativement de 50%, cette valeur est relativement proche du comportement de béton. En revanche, sa raideur pourrait être réduite de 70% d'environ

Le tableau 2.3 donne les facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier aux températures élevées. Ces facteurs de réduction sont définis de la façon suivante :

- Limite d'élasticité efficace, par rapport à la limite d'élasticité à 20 °C :

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$$

- Limite de proportionnalité, par rapport à la limite d'élasticité à 20 °C :

$$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$$

- Pente du domaine élastique linéaire, par rapport à la pente à 20 °C :

$$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$$

Température de l'acier θ_a	Facteurs de réduction à la température θ_a par rapport à la valeur de f_y ou E_a à 20 °C		
	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente de domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1 000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1 100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1 200 °C	0,000	0,0000	0,0000

Tableau 2.3 Facteurs de réduction pour les relations contrainte-déformation de l'acier au carbone aux températures élevées [EUR3, 2005].

Note : Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

La figure suivante proposée par Denoël [DENO, 2007], illustre le facteur de réduction de la résistance caractéristique de l'acier de béton armé en fonction de la température pour différents type d'acier (laminé à chaud ou à froid) et en fonction de l'allongement des aciers :

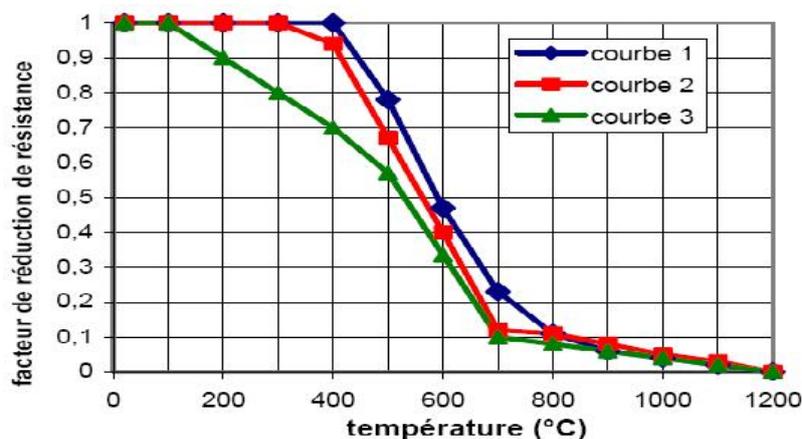


Figure 2.16 Facteur de réduction de la résistance caractéristique des armatures tendues ou comprimées [DENO, 2007]

Courbe 1 : armatures tendues (acier laminé à chaud) pour des déformations $\epsilon_s \geq 2\%$;

Courbe 2 : armatures tendues (acier formé à froid) pour des déformations $\epsilon_s \geq 2\%$;

Courbe 3 : armatures comprimées ou armatures tendues pour des déformations $\epsilon_s < 2\%$.

La différence entre les courbes est liée au fait que les résultats expérimentaux montrent que le palier de plasticité des aciers disparaît à chaud, et que donc le facteur de réduction de la résistance caractéristique dépend de l'allongement à la rupture.

2.4. Comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton

Nous portons une attention particulière sur les déformations thermiques et la chute de résistance à haute température qui sont donc liés à l'effet combiné des deux phénomènes: changement de géométrie d'une part, dégradation des propriétés mécaniques de matériaux d'autre part.

La résistance du béton et de l'acier décroît lorsque la température augmente. Les coefficients de réduction en fonction de la température (EN1992-1-2, 2005), recommandés pour des vitesses d'échauffement similaires à celles d'une exposition au feu normalisé (EN1991-1-2, 2003), sont représentés sur la figure 2.17.

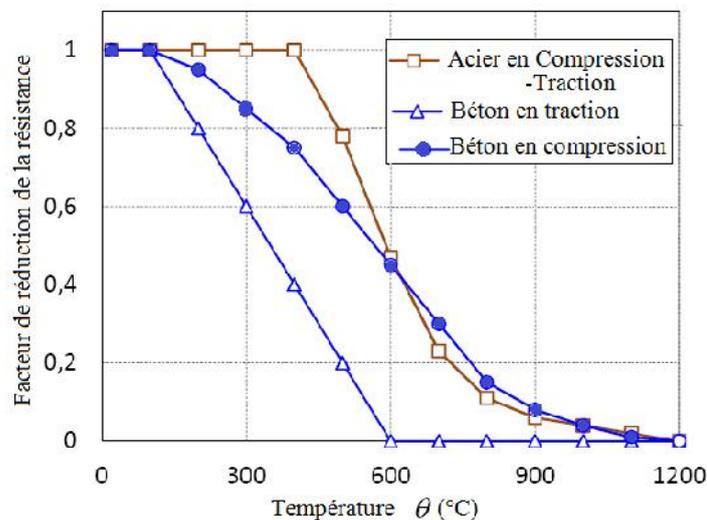


Figure 2.17 Chutes de résistance du béton et de l'acier selon l'Eurocode 2 [PHAM, 2014].

Les caractéristiques de résistance du béton sont affectées dès que la température atteint 100 °C, température à laquelle l'eau s'évapore, tandis que la résistance de l'acier est affectée à partir de 400 °C. Cependant, la réduction de la résistance de l'acier est beaucoup plus sensible à haute température, cette résistance décroissant plus rapidement que celle du béton à partir de 400 °C [PHAM, 2014].

Les chutes de rigidité du béton et de l'acier sont également portées sur un même graphique figure 2.18.

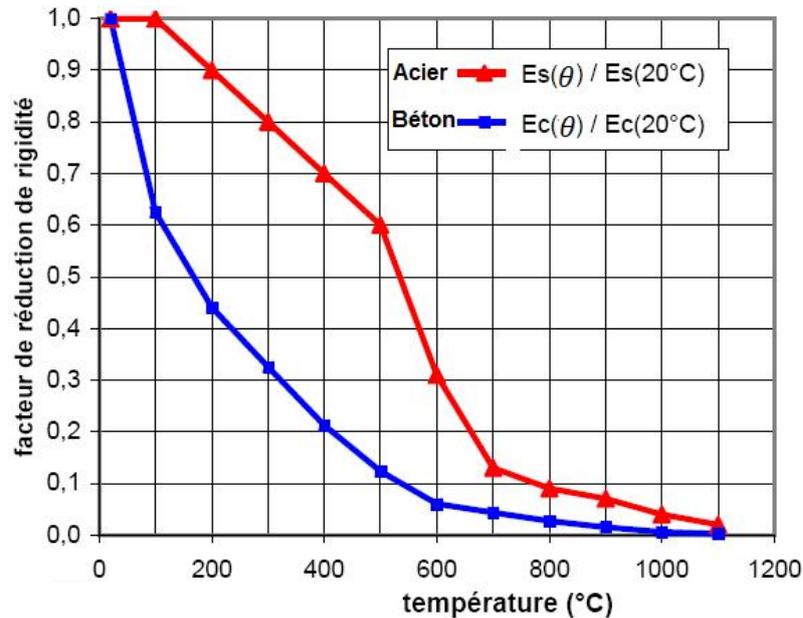


Figure 2.18 Chute de rigidité du béton et de l'acier

Cette figure montre que la chute relative de rigidité est plus forte pour le béton que pour l'acier. Cette chute importante de rigidité du béton à température élevée influence relativement peu la rigidité des éléments comprimés en béton, puisque seuls les premiers centimètres à partir de la surface sont affectés.

Par contre, la diffusivité thermique de l'acier, 25 fois plus élevée que celle du béton combinée avec une faible massivité des pièces, influence gravement le comportement au flambage des pièces en acier [DENO, 2007].

2.4.1. Déformation thermique

L'effet géométrique de l'élévation de la température sur un élément de structure est la dilatation thermique engendrée. En prenant comme référence la longueur à température ambiante (20°C), la figure 2.19 illustre la variation de la déformation thermique en fonction de la température du béton et de l'acier (EN1992-1-2, 2005). La présentation des déformations thermiques des deux matériaux sur la même figure montre que le béton et l'acier n'ont pas le même coefficient de dilatation thermique. De plus, les courbes donnent une déformation thermique constante du béton pour une température plus élevée que 700°C et de 750°C à 850°C pour l'acier.

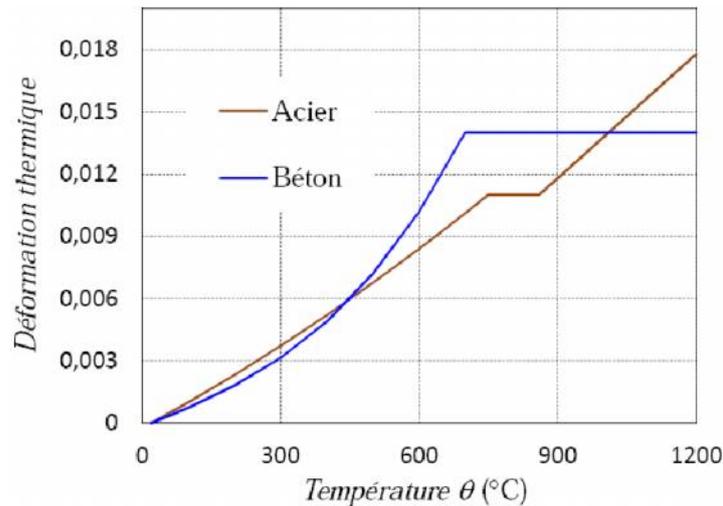


Figure 2.19 Évolution de la déformation thermique de l'acier-béton en fonction de la température [PHAM, 2014]

2.4.2. Caractéristiques thermiques du béton et de l'acier

Le tableau 2.4 donne un aperçu des propriétés thermiques du béton et de l'acier:

α = coefficient de dilatation thermique

c : chaleur massique

λ : conductivité thermique

ρ : masse volumique

a : diffusivité thermique

La quantité de chaleur qu'il faut fournir au matériau pour élever sa température dépend de son effusivité thermique :

$$E_{ff} = (\lambda \cdot \rho \cdot c)^{0,5} \quad (2.37)$$

Le calcul montre que, avec un revêtement appliqué sur une paroi en béton et sur une paroi recouverte d'une couche de matière isolante de faible densité, le rapport entre les temps d'embrassement généralisé vaut 10, alors que le rapport des effusivités est voisin de 30 [BRÜL, 2000].

Matériau	Température de fusion (°C)	α ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	ρ (kg/m^3)	λ ($\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$)	c ($\text{kJ}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$)	Eff ($\text{J}/\text{m}^2 \text{s}^{0,5}^{\circ}\text{C}$)	diffusivité thermique (a) ($\text{m}^2/\text{s} \cdot 10^{-6}$)
Béton	1200 à 1400	12 à 18	2400	0,6 à 2	1	1200 à 2200	0,25 à 0,8
Acier	> 1500	12 à 17	7850	50 à 60	0,45	13300 à 14600	15

Tableau 2.4 Caractéristiques thermiques du béton et de l'acier

2.4.3. Déformations et dilatations thermiques des éléments structuraux en béton armé

Lorsqu'un feu se déclenche dans l'enceinte d'un bâtiment, les dilatations thermiques seront empêchées par la construction adjacente - on parlera de "blocage" - et de grandes contraintes longitudinales et transversales apparaîtront. Dans le cas où le feu apparaît au bord d'un bâtiment, les dilatations longitudinales seront bien moins bloquées. Les incendies qui se propagent à plusieurs travées donneront lieu à des grandes déformations qui se cumulent aux extrémités. Pour les travées intermédiaires, on constate la naissance des efforts de compressions générés par la dilatation thermique empêchée. (Figure 2.20)

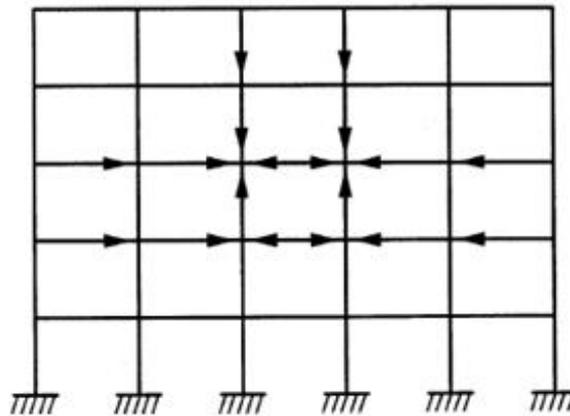


Figure 2.20 Efforts de compression générés par la dilatation thermique empêchée

La dilatation des poutres ou planchers nervurés sera bien plus grande que pour les planchers plans. Les poutres et nervures sont exposées au feu sur trois faces. La température sera donc plus uniforme sur toute la section. Les planchers pleins vont moins se dilater longitudinalement mais vont se courber à cause de l'élévation de température différente entre la face exposée et la face supérieure.

Pour les éléments qui ne sont exposés que d'un seul côté - par exemple les dalles planes - il y aura, à côté des déformations en longueur et en largeur dans le plan des éléments, des déformations des sections transversales.

A cause d'une répartition inégale des températures, la fibre exposée au feu se dilatera bien plus que les fibres supérieures plus froides. Ceci va provoquer une courbure de l'élément. La déformation ne sera pas directement proportionnelle au gradient de température, car ce dernier n'est pas linéaire. La déformation transversale sera par contre plus ou moins linéaire, ce qui induira des contraintes de compression internes dans les parties supérieures et inférieures de la section, et des contraintes de traction en partie centrale (Figure 2.21). Ces valeurs peuvent être très élevées et dépasser largement la résistance à la traction du béton.

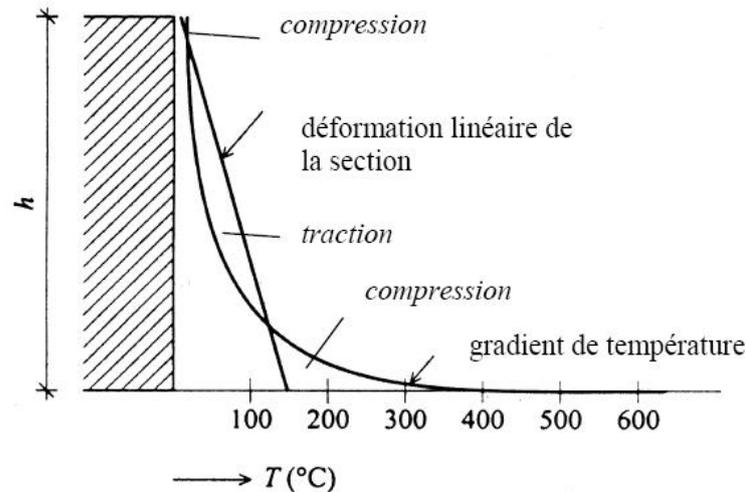


Figure 2.21 Déformations et contraintes dans la section du béton au cours d'échauffement

Ces déformations transversales provoquent une augmentation du moment aux appuis dans les constructions hyperstatiques (Figure 2.22). La courbure imposée suite à la dilatation de la fibre inférieure provoquera des contraintes de traction dans les armatures supérieures, qui atteindront souvent leur limite de résistance.

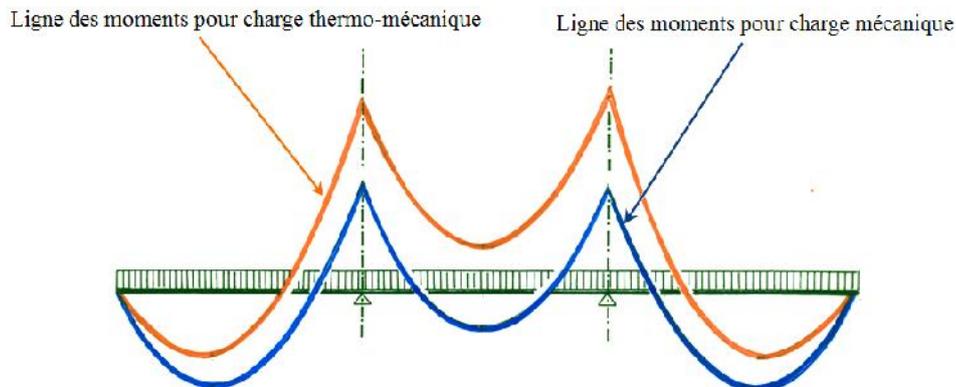


Figure 2.22 Augmentation du diagramme des moments pour poutres continues

2.5. Conclusion

Ce chapitre vise à mieux comprendre le comportement couplé acier-béton à travers la présentation des propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton et de l'acier de construction à température élevée, en se basant sur les règlements (Eurocode, DTU) et les travaux de recherches traitant le comportement de ces matériaux sous températures élevées.

Dans la première partie de ce chapitre nous avons présenté succinctement les propriétés thermo-physiques et mécaniques du béton spécifiées dans les parties feu des Eurocodes concernés. La seconde partie portant sur l'effet de la haute température sur les propriétés

thermomécaniques de l'acier d'armature (Chaleur spécifique, conductivité thermique, résistance ultime, module d'élasticité...etc.). À cet égard, les différentes déformations thermomécaniques que subit l'acier quand il est soumis à des températures élevées ont été évoquées. Il a été constaté que la conductivité thermique de l'acier est plus importante que celle du béton. C'est la raison pour laquelle la distribution de température pour les éléments en acier exposés au feu est beaucoup plus uniforme que celle dans les parties béton. Par souci de simplification, il est souvent supposé que la distribution de température dans les éléments en béton est uniforme.

Cependant, une revue de la littérature indique que l'acier de renforcement récupère presque toute sa limite d'élasticité initiale lors du refroidissement tant que les températures de chauffage ne dépassent pas 500 °C. En outre les propriétés thermiques de l'acier deviennent plus dépendantes de la température et sont moins influencées par la composition de l'acier. Cette partie est clôturée par une comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux acier-béton en conformité avec les parties « feu » des Eurocodes concernés.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude de risque d'écaillage. Dans un premier temps nous mettons en évidence les caractéristiques et les facteurs influençant le phénomène d'écaillage, ensuite nous discuterons les principaux mécanismes supposés à l'origine de ce phénomène. Dans un second temps, nous présenterons les principaux résultats de modélisation du phénomène d'écaillage rapportés dans la littérature.



Écaillage et éclatement du béton -État de l'art-

En situation d'incendie, les structures en béton subissent d'importantes dégradations, parfois irréversibles. Parmi eux, un détachement du béton sous forme d'écaille de la surface exposée au feu. Ce phénomène est appelé écaillage ou éclatement, que l'on peut apparenter à un déséquilibre thermique du matériau, qui est nuisible pour la stabilité de la structure pendant l'incendie et aussi après la maîtrise du feu. Le présent chapitre met en lumière le phénomène d'écaillage et d'éclatement de béton. Les différents facteurs influençant le phénomène d'écaillage, ainsi que les principaux mécanismes supposés être à l'origine de ces phénomènes sont exposés.

3.1. Introduction

Depuis la fin du XXème siècle, beaucoup d'ouvrages construits en béton armé (tunnels, bâtiments, etc.) ont subi des incendies ancrés dans la mémoire collective pour leur violence thermique et le nombre de victimes humaines provoquées [HAAC, 2004]. On peut citer à titre d'exemple pour les tunnels: (Tunnels du Storebealt (1994) au Danemark, Tunnel du Mont Blanc (1999) et du Fréjus (2005) en France, Tunnels sous la Manche (1996 et 2008) et Tunnel du, Gothard (2001) en Suisse ...etc.).



Figure 3.1 Écaillage d'un élément du tunnel de Great Belt testé à l'Institut de recherche technique de Suède. [JANS, 2013].

Contrairement au risque d'incendie dans les tunnels, le risque d'incendie dans les bâtiments est beaucoup plus élevé. En France, 50140 incendies dans les établissements d'habitation et les bureaux ainsi que 5700 incendies dans les établissements industriels et entrepôts sont déclarés en 1997 [PHAN, 2012]. Ces incendies causent des pertes importantes de vies humaines (Figure 3.2).

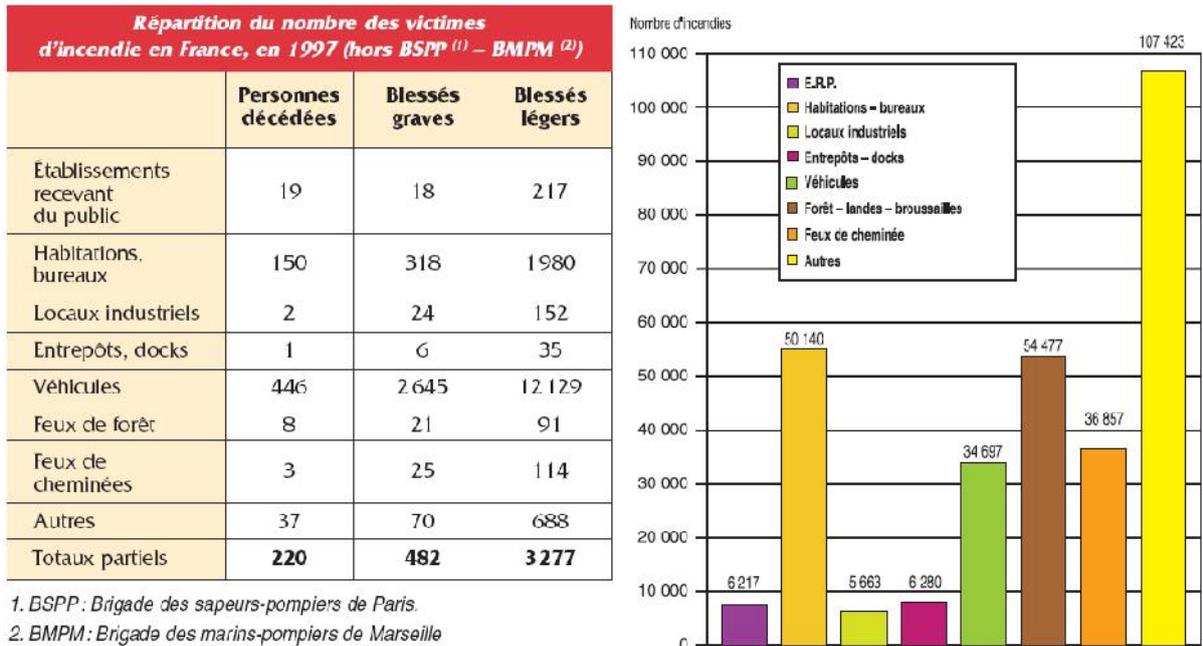


Figure 3.2 A gauche répartition des victimes d'incendie, A droite, nombre d'incendies en 1997 [CIMB, 1999]

Cependant, les expertises des états de structures après incendie ont montré que le béton de surface dans les endroits les plus exposés au feu est fortement endommagé, avec des zones de béton clairement détachées [ULM, 1999].

Cet endommagement du béton de surface durant l'incendie est provoqué par une instabilité thermique du matériau. A cet instant, des phénomènes très complexes sont constatés, dont les conditions exactes de leur apparition ne sont pas encore bien maîtrisées. Ces phénomènes sont couramment appelés éclatement ou écaillage [PHAM, 2014].

3.2. Phénomène d'éclatement et d'écaillage du béton

Quand le béton est soumis à des températures élevées deux phénomènes proches peuvent conduire à la perte de matière: l'écaillage et l'éclatement. Ces deux phénomènes sont respectivement nommés 'Progressive spalling' et 'Explosive spalling' par les auteurs anglais. D'un point de vue réglementaire, seul le terme d'éclatement est employé [EUR2, 2005], [EUR4, 2005]. Il recouvre les deux phénomènes mais le terme d'écaillage est fréquemment employé dans la littérature.

De ce fait, et comme nous allons le voir par la suite, il faut distinguer le phénomène d'écaillage et d'éclatement. Un écaillage est la rupture de la surface d'un élément en béton soumis à une augmentation de température [HANA, 2009]. Par contre, un éclatement est la soudaine désintégration de l'élément de structure en béton qui s'accompagne d'une libération

d'une grande quantité d'énergie en projetant des morceaux de béton à grande vitesse dans toutes les directions [PHAN, 2001].

3.2.1 Écaillage du béton

L'écaillage est un phénomène qui peut toucher les bétons fortement ou rapidement chauffés. Il correspond à un détachement local, plus ou moins rapide, de la surface du matériau. Ce terme représentant des morceaux de béton qui se détachent progressivement sous forme d'écailles de quelques centimètres carrés et très aplatis et de quelques millimètres d'épaisseur (Figure 3.3). La manifestation de ce phénomène peut commencer dès les premières minutes, mettant à nu les armatures les plus près du parement en accélérant la perte de résistance et pouvant conduire à une rupture prématurée de la structure [MISS, 2011]. Leur apparition dépend essentiellement des caractéristiques et de la composition du béton et ses propriétés associées, sa teneur en eau et sa géométrie. Dans certains cas, elle se poursuit continuellement tant que l'incendie n'est pas maîtrisé, à une vitesse qui semble quasi constante. L'épaisseur des pièces détachées diminue progressivement et de façon quasi proportionnelle au temps [TOUM, 2013].

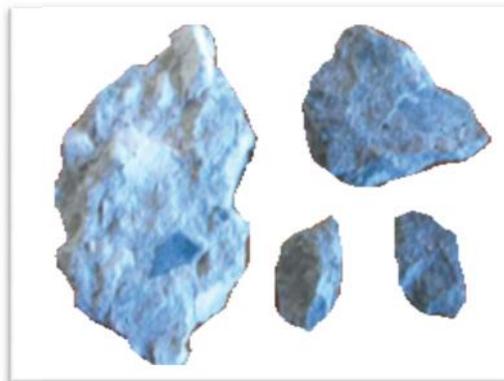


Figure 3.3 Écailles de béton soumises à un incendie.

3.2.2. Éclatement du béton

L'éclatement désigne le mécanisme de la soudaine désintégration de l'élément de structure en béton qui s'accompagne d'une libération d'une grande quantité d'énergie en injectant des morceaux de béton à grande vitesse dans toutes les directions [PHAN, 2001]. Il s'agit de morceaux de béton qui se détachent au cours d'un incendie agressif, souvent observé dans les zones les plus chauffées et les moins confinées, tels que, les angles inférieurs de la retombée des poutres de plancher ou les angles des poteaux exposés directement au feu.

Effectivement, ce phénomène peut compromettre la capacité portante des structures par une réduction des sections résistantes, et mettant à nu les armatures les plus près du parement

en accélérant la perte de résistance et pouvant conduire ainsi à une rupture prématurée de la structure.

3.3. Facteurs affectant le phénomène d'écaillage et d'éclatement

La manifestation de ce phénomène (écaillage et éclatement) est déjà constatée depuis longtemps mais elle n'est pas encore bien maîtrisée dans le calcul. Cela est dû à la complexité du phénomène qui peut être influencé selon plusieurs auteurs [AKHT, 1970], [JENS, 1987], [SANJ, 1993],[CONN, 1995], [CHAN, 1999], [LIM, 2007], [KODU, 2008], [DWAI, 2009], [MIND, 2009], [MAJO, 2010], [XAVI, 2013] par les facteurs suivants:

- 1) **La résistance initiale du béton à la compression:** les bétons à haute résistance, habituellement moins perméables, favorisent de manière sensible l'apparition du phénomène d'écaillage ;
- 2) **La teneur en eau (ou humidité relative) du béton:** plus la teneur en humidité est élevée, plus la probabilité d'écaillage est élevée. Zhukov [ZHUK, 1976], Hertz [HERT, 1998] et Hager [HAGE, 2004] ont montré qu'une teneur en eau massique du matériau inférieure à 3% permet d'éviter le phénomène d'éclatement des bétons. Mais il faut également ajouter le paramètre du chargement appliqué (Voir figure 3.4).

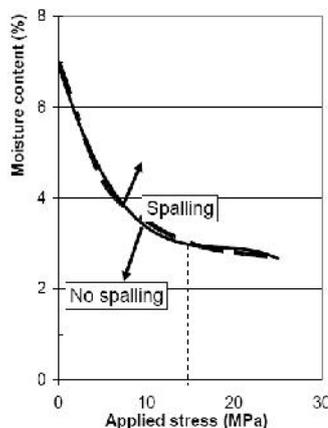


Figure 3.4 Risque d'éclatement des bétons en fonction de la teneur en eau et de la charge appliquée [PERS, 2003].

- 3) **Niveau de chargement:** plus la charge appliquée à l'élément est élevée, plus la probabilité d'écaillage est élevée;
- 4) **Perméabilité, rapport eau/ciment:** un faible rapport E/C produit des bétons plus denses, moins perméables, ce qui augmente la probabilité d'éclatement, La faible porosité, notamment des bétons à hautes performances, est souvent associée à une faible perméabilité limitant le transfert des fluides dans les matériaux. En effet, si le

béton est dense, la vapeur va avoir du mal à s'échapper ce qui conduit à la formation de pressions de vapeur importantes [HANA, 2009].

- 5) **La dilatation thermique empêchée**: l'empêchement de la dilatation thermique génère des contraintes thermiques réduisant la résistance à l'écaillage; Les bétons avec une forte dilatation thermique ont tendance à subir des contraintes thermiques plus élevées en raison de cet empêchement, ce qui augmente la possibilité d'écaillage;
- 6) **Taille de la section et géométrie**: les éléments plus épais présentent généralement plus de résistance à l'écaillage que les éléments minces;
- 7) **La présence des armatures**: la présence des armatures peuvent avoir un effet favorable ou défavorable selon leur forme, leur taille et leur disposition. Elles peuvent favoriser l'écaillage du béton, car elles forment une zone de discontinuité thermique et mécanique. Par contre, elles aussi peuvent retenir les éclats du béton expulsés, en formant un écran thermique qui limite considérablement la progression de la dégradation par éclatement. Ce phénomène a été observé sur les voussoirs du Tunnel sous la Manche: où le béton aux endroits des armatures rester encore en place après l'incendie, alors qu'il s'était détaché sur plusieurs dizaines de centimètres d'épaisseur entre les armatures [HAMM, 2013];
- 8) **Composition minéralogique et type de granulats**: le béton à base de granulats siliceux présente généralement moins de résistance à l'écaillage que le béton calcaire;
- 9) **La vitesse d'échauffement et l'intensité du feu**: La vitesse d'échauffement et l'intensité de feu plus élevés ont tendance à augmenter les gradients thermiques à travers les éléments en béton et donc augmenter le risque d'écaillage. Les résultats obtenus par [FELI, 2012], montrent l'influence notable de la vitesse d'échauffement sur la pression des pores du béton. Une vitesse d'échauffement de l'ordre de 10°C/min produit des pressions de vapeur d'eau très proches de la pression de vapeur d'eau saturante. En contrepartie une vitesse de chauffage de 2°C/min engendre, des pressions de vapeur d'eau considérablement inférieures à la pression de vapeur saturante.
- 10) **Profil de chauffage**: Les éléments de structure chauffés sur plus d'une face sont plus sensibles au risque d'écaillage que les éléments chauffés sur une seule face [LOTT, 2007], [MAJO, 2010].
- 11) **Traitement thermique**: Le traitement thermique du type autoclavage augmente la densification de la structure du matériau et ainsi que les risques d'éclatement [TOUM, 2011].

12) **L'âge du béton**: l'influence de l'âge du béton sur la probabilité d'écaillage a fait l'objet des études contradictoires. Cependant, la majorité des études suggèrent que la probabilité d'écaillage diminue avec l'âge du béton, cela est attribué au faible taux d'humidité dans les bétons âgés [MAJO, 2010].

13) **Dimension d'enrobage.**

En revanche, les travaux réalisés par [BENM, 2005] et rapportés dans sa thèse de doctorat. Ils sont menés sur douze poteaux en BHP testés à des rapports de chargement (R.C) différents, à savoir 20%, 40% et de 60%, selon deux rapports de restriction (R.R), l'un de 10%, l'autre de 20%, suivant les deux régimes d'échauffements (régime élevé et régime bas). L'auteur arrive à la conclusion que l'éclatement du béton est indépendant du rapport de charge, du rapport de restriction ainsi que du régime d'échauffement et que le phénomène d'éclatement est un phénomène purement sporadique.

Néanmoins, d'autres chercheurs [KODU, 2004], [GAWI, 2006], [LOTT, 2007], conviennent que les principaux facteurs contribuant à l'apparition de ce phénomène sont essentiellement ; la faible perméabilité (du béton) et la migration de la vapeur d'eau dans le béton à des températures élevées. En état actuel des connaissances, il n'est pas possible de prévoir pour chaque cas particulier lequel de ces facteurs est dominant. Notons que le couplage de tous ces facteurs cités ci-dessus peut engendrer plusieurs modes de ruine du béton proche de la face exposée au feu.

3.4. Différentes formes et types d'écaillage

En ce qui concerne les différentes formes et types d'écaillage, [GARY, 1916] a déjà énoncé quatre catégories principales d'écaillage dans ses essais en 1916 (Éclatement de surface, éclatement de granulats, éclatement d'angle, éclatement explosif). Au cours des dernières décennies, deux groupes supplémentaires ont été mentionnés par les chercheurs :

- 1- L'éclatement en phase de refroidissement,
- 2- L'éclatement par détachement des granulats.

Aujourd'hui, selon [KHOU, 2003], [BREU, 2004], [ARUP, 2005] [KHOU, 2007], l'écaillage du béton à haute température est susceptible de se manifester sous différentes formes et regroupé dans six catégories du moins violent au plus violent. Ces six catégories sont brièvement décrites et discutées dans ce qui suit:

3.4.1. Éclatement de granulats (aggregate spalling) : lié au type du granulat et engendre des dommages superficiels, cet éclatement est dû à la dilatation thermique des granulats proches de la surface à cause de la montée en température [KHOU, 2003],

3.4.2. Éclatement d'angle (corner separation) : il est observé au niveau des angles inférieurs du béton et se manifeste dans les stades avancés du feu lorsque le béton est affaibli en raison des contraintes de traction le long des bords et coins de structure [KHOU, 2003]. Selon Deeny et *al.* [DEEN, 2008] l'écaillage d'angle ne présente pas un impact significatif sur les performances structurelles en situation d'incendie (Figure 3.5).



Figure 3.5 Détachement du béton des angles d'un poteau testé au laboratoire [KODU, 2007].

3.4.3. Éclatement de surface (surface spalling): Couramment dénommé "écaillage" [MIND, 2009]. Il est moins violent que l'éclatement explosif [KHOU, 2003]. Ce type d'éclatement est caractérisé par l'expulsion de petits morceaux de surface du parement exposé au feu, de tailles allant jusqu'à 100x100 mm. Ces morceaux ont généralement une profondeur de 25 à 50 mm [CONN, 1995]. L'écaillage de surface peut entraîner l'exposition des armatures d'acier directement au feu, en accélérant ainsi la perte de résistance des éléments structuraux.

3.4.4. Éclatement explosif (explosive spalling): Il s'agit de la forme la plus violente d'instabilité thermique. Il consiste en un détachement brutal, de petits ou gros morceaux de bétons accompagné d'un bruit fort. Ce phénomène peut se produire pendant les trente premières minutes du feu [KHOU, 2003]. L'écaillage explosif et de surface sont les principaux responsables de la perte d'intégrité de la structure [KHOU, 2007].

L'éclatement du béton a été observé en laboratoire et dans des conditions réelles d'incendie. [KODU, 1999] (voir figure 3.6).

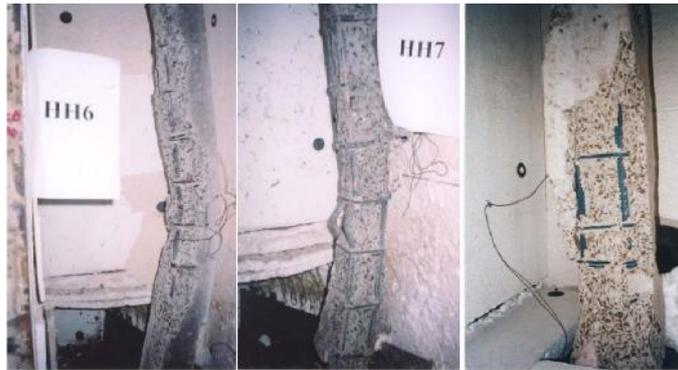


Figure 3.6 Écaillage des poteaux en BHP selon Benmarce et *al.* [BENM, 2005]

Les principaux travaux expérimentaux des dernières années, sont essentiellement axés sur les deux formes les plus violentes d'instabilité thermique : éclatement explosif et écaillage. Dans la majorité des cas, ces deux formes d'instabilité thermique interviennent durant les 30 premières minutes du chauffage [KODU, 2007].

3.4.5. Éclatement par détachement des granulats (Sloughing off): Ce type de dégradation est provoqué par la détérioration chimique de la microstructure de la pâte de ciment et de la fissuration interne du béton engendrées par la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment et les granulats [BREU, 2004]. Il s'agit d'une forme progressive de détérioration qui implique une séparation partielle du béton d'enrobage de l'élément de structure.

Comme le montre la figure 3.7, l'éclatement des granulats, l'éclatement de surface et l'éclatement explosif, se produisent au cours des 7 à 30 premières minutes d'exposition au feu, accompagnés de sons éclatants (éclatement des granulats) ou d'explosions violentes (éclatement de surface et éclatement explosifs) [HYOU, 2016].

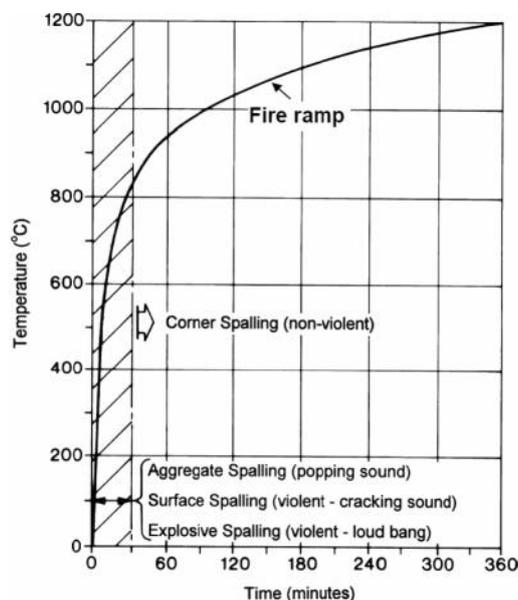


Figure 3.7 Temps d'apparition de différents types d'écaillage dans un incendie [HYOU, 2016]

3.4.6. Éclatement en phase de refroidissement (post-cooling spalling) : Ce type est non-violent et sans aucun bruit, causé par la présence des granulats calcaires et de la réhydratation de la chaux pendant la phase de refroidissement d'un incendie [ARUP, 2005]. Le tableau ci-dessous résume les différentes formes d'écaillage et leurs caractéristiques principales [EIKE,2014].

Écaillage	Temps d'apparition *	Caractère	Sons	Influence sur la structure	Facteurs conduisant à l'écaillage
Explosif	7-30 min	violent	fort coup	Très grave	Matériaux, Structurelle / Mécanique et lié à la température
Surface	7-30 min	violent	fissuration	Peut être graves	Principalement liés aux matériaux
Granulats	7-30 min	Détachement	Éclaté	Superficiel	Principalement liés aux matériaux
Angle	30-90 min	Non violent	Non	Peut être graves	Principalement d'origine structurelle / mécanique
Éclatement en phase de refroidissement	Après refroidissement	Non violent	Non	Peut être graves	Structurelle / mécanique, Matériaux
Éclatement par détachement des granulats	Quand le béton est affaibli	Non violent	Non	Peut être graves	Principalement d'origine structurelle / Mécanique

* Pour un feu standard (Par exemple une exposition à la courbe ISO 834)

Tableau 3.1 Caractéristiques du phénomène d'écaillage du béton au cours d'échauffement

3.5. Mécanismes d'écaillage explosif à haute température

Il est communément admis dans la littérature [CONN, 1995], [KHOU, 2000], [MIND, 2009], que l'éclatement explosif peut être considéré comme la forme la plus violente d'écaillage du béton à des températures très élevées, cet éclatement explosif à une influence notable sur les performances structurelles. Les principaux paramètres conduisant à l'écaillage explosif ont été décrits et analysés précédemment. Cependant, trois hypothèses sont avancées pour expliquer le phénomène d'écaillage du béton en situation d'incendie. La première est liée au mécanisme thermo-hydrique qui relie directement les risques d'instabilité thermique des bétons à la génération d'importantes pressions de vapeur (eau liquide et eau vapeur), la seconde sa concerne le processus thermomécanique qui relie les risques d'instabilité thermique des bétons à la dilatation thermique empêchée. Ces deux premières hypothèses sont soutenues par [CONN, 1995], [KHOU, 2000], [MSAA, 2005]. En outre la troisième hypothèse combine la formation de pression de vapeur et la dilatation thermique empêchée, cette hypothèse est aussi défendue par [BAZA, 1996], [GAWI, 2006], [MEFT, 2012]:

- **Écaillage hydraulique par pression:** cette hypothèse repose sur la présence d'une zone de forte saturation liquide. Le «bouchon hydraulique» provoque l'augmentation des pressions de gaz du côté chaud du front de saturation. Ceci suppose l'existence d'une zone complètement sèche, une zone en phase de séchage, une zone quasi-saturée appelée « bouchon hydraulique » et une zone froide gardant les caractéristiques initiales.
- **Écaillage par dilatation thermique empêchée:** La dilatation thermique causée par le chauffage, lorsqu'elle est empêchée, entraîne des contraintes de compression parallèles à la surface du béton soumise au feu. La déshydratation du béton chauffé engendre une baisse du module d'Young (adoucissement) et une chute de la résistance mécanique (décohésion) en traction et en compression. Ces contraintes peuvent engendrer la rupture par écaillage ou éclatement du béton chauffé.

Ces différents mécanismes peuvent se produire individuellement ou combinés entre eux.

3.6. Processus d'écaillage

Les différents mécanismes thermiques présentés précédemment reposent sur deux processus, qui sont défendus par les auteurs et considérés comme étant les principales causes de l'écaillage:

3.6.1. Le processus thermo-hydrique

Est associé aux mouvements d'eau sous forme liquide et vapeur. Suite à son échauffement, l'eau qui se trouve à l'intérieur du béton (sous forme libre ou liée) s'évapore. Cette évaporation génère des pressions dans le réseau poreux [KALI, 2000]. Une partie de cette eau vaporisée s'évacue vers la surface chauffée, une autre migre vers l'intérieur (où la température est encore faible) et se condense. Elle forme ainsi une zone quasi-saturée quasi-étanche à la vapeur d'eau dite bouchon hydraulique "moisture clog" [CARO, 2007]. C'est à proximité de cette zone que la pression atteint son maximum, induit des contraintes importantes provoquant l'écaillage du béton [DIVE, 2005]. Le reste de l'élément n'a quasiment pas changé d'état. La figure 3.8 illustre bien ce processus.

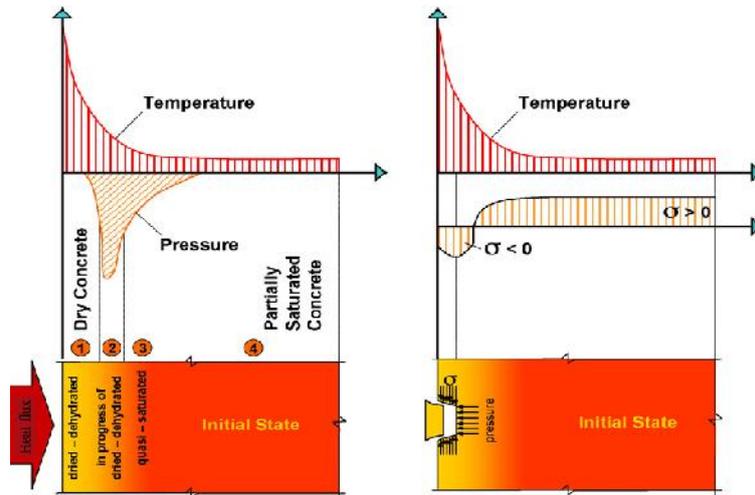


Figure 3.8 Processus d'écaillage thermo-hydraulique d'après [MARC, 2010].

Dans ses travaux de recherche réalisés dans le cadre d'une thèse de doctorat, Msaad, [MSAA, 2005] a étudié l'effet du bouchon hydraulique sur l'écaillage du béton pour un mur en béton soumis à un chauffage rapide. Il à montré l'existence de quatre zones bien définies dans le mur, comme représenté sur la figure 3.9 :

- Zone 1 complètement sèche, située près de la surface chauffée où la température est très élevée.
- Zone 2 en phase de séchage où le gaz ne peut pas accéder à la zone 4 à cause de la zone 3. Ceci induit des valeurs élevées pour la pression de gaz dans la zone 3.
- Zone 3 quasi-saturée avec une saturation liquide plus grande que 90% : formation d'un "bouchon".
- Zone 4 dont la saturation, la température et la pression n'ont pratiquement pas changé en gardant quasiment leurs valeurs initiales.

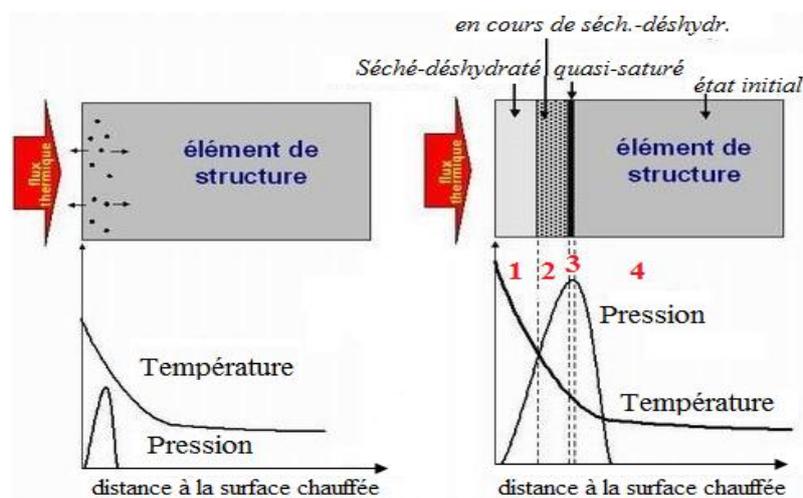


Figure 3.9 Schématisation des quatre zones chauffées d'un élément en béton d'après [MSAA, 2005]

Deux autres modèles sont proposés dans la littérature, pour expliquer ce processus thermo-hydrique,

- Meyer, [MEYE, 1972] propose le terme "forces de traction provoquées par la pression de vapeur d'eau".
- Akhtaruzzaman, [AKHT, 1973] a proposé l'analyse de la pression des pores en tant que "modèle de pore sphérique idéalisé".

3.6.2. Le processus thermo-mécanique

Ce processus est soutenu par Bazant et Kaplan [BAZA, 1996], Ulm *et al.* [ULM, 1999], Msaad et Bonnet [MSAA, 2006]. Ils considèrent que l'écaillage est principalement causé par la dilatation thermique empêchée du béton. Celle-ci, lorsqu'elle est empêchée, entraînerait des contraintes de compression parallèles à la surface soumise au feu et génère des contraintes de traction perpendiculaire à cette face, induisant ainsi des déformations différentielles entre la pâte de ciment et les granulats, (les granulats se dilatent tandis que la pâte de ciment se contracte) [CARO, 2007], [NGUY, 2013]. Ce comportement thermique différentiel est l'une des causes les plus importantes de dégradation de la matrice cimentaire. D'après Bazant, [BAZA, 2005] la pression développée dans les pores favorise fortement l'écaillage par le processus thermo-mécanique (Figure 3.10).

Par ailleurs certains auteurs (Khoury *et al.* [KHOU, 2003], Franssen *et al.* [FRAN, 2007], Deeny *et al.* [DEEN, 2008], Schutter *et al.* [SCHU, 2012],) suggèrent que l'écaillage peut se produire en raison de la combinaison simultanée des deux mécanismes (contraintes de traction induites par la dilatation thermique empêcher et l'augmentation de la pression interstitielle).

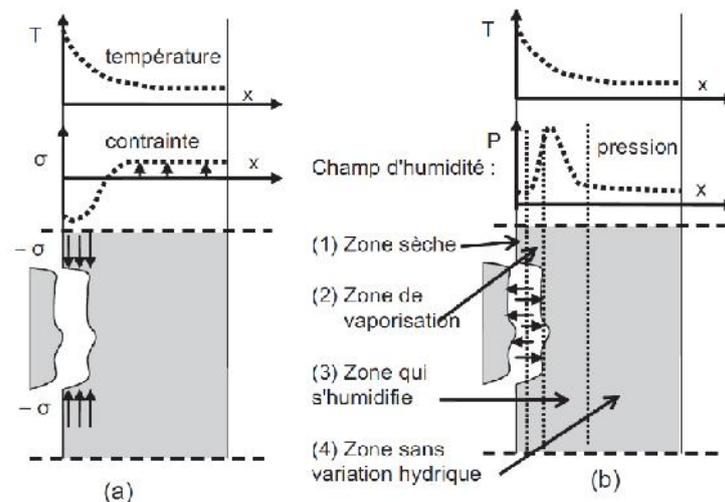


Figure 3.10 Mécanismes d'écaillage du béton exposé au feu [PHAN, 2012] :

(a) Dilatation thermique empêchée

(b) : Pression dans les pores

3.6.3. Approche couplée thermo-hydro-mécanique

Chaque processus évoqué précédemment est défendue par de nombreux chercheurs. Toutefois à l'état actuel des connaissances scientifique, il ne nous est pas possible de prévoir lequel pour les deux processus est le plus dominant.

D'ailleurs, dans les essais expérimentaux réalisés par Mindeguia et *al.* [MIND, 2010] sur différents types de béton avec une vitesse d'échauffement rapide jusqu'à 600 °C maintenue ensuite constante pendant 6 heures. Les auteurs ont constaté que tous les bétons présentent également des écaillages important, malgré que la pression maximale enregistrée au sein de ces bétons été de l'ordre de 1 MPa ; valeur très faible par rapport à la limite de traction du béton au moment où l'écaillage se produit.

Dans les travaux publiés ensuite par Mindeguia et *al.* [MIND, 2012] lors des essais au feu. Les auteurs ont conclu que la pression de gaz enregistrée et ayant conduits à l'instabilité thermique du béton est relativement faible. D'après ces auteurs cette observation constitue une limite au fait d'expliquer l'instabilité thermique des bétons par la seule génération de pressions de vapeur. Cette même constatation à été annoncée par Jansson [JANS, 2006] et Khoury et *al.* [KHOU, 2000]. Ils supposent ainsi que la pression ne peut pas être la seule raison de l'apparition de ce phénomène d'écaillage.

La critique du processus thermo-hydrique qui résulte de ces observations a amené Jansson et *al.* [JANS, 2007] à proposé plusieurs hypothèses relatives à l'origine de ce phénomène :

- les pressions de vapeur d'eau peuvent s'avérer insuffisantes pour déclencher l'écaillage du béton mais elles contribuent tout de même au mouvement de l'eau dans le réseau poreux (selon la loi de Darcy),
- Partant de la théorie de formation d'une zone saturée, les auteurs attribuent la manifestation de ce phénomène à l'existence d'une zone "critique" située à quelques centimètres de la surface exposée au feu (Figure 3.11). Les auteurs suggèrent que les performances mécaniques de cette zone saturée à température élevée étant fortement affaiblies par la montée en température, il pourrait s'agir d'un endroit convenable au déclenchement du phénomène d'écaillage, les auteurs ont conclu ainsi que le risque d'écaillage est moins important si l'on évacue l'eau de la zone critique.

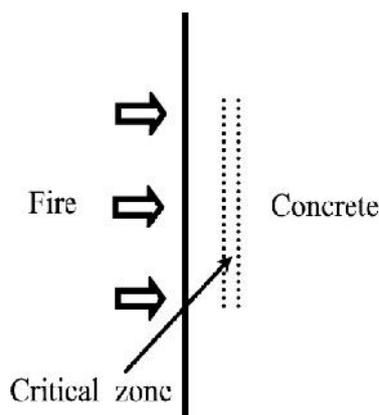


Figure 3.11 Zone affectée, par la présence et le mouvement de l'eau [JANS, 2008].

D'après Mindeguia [MIND, 2009], le processus thermomécanique est aussi critiquable et il ne peut pas être le seul mécanisme à l'origine de l'écaillage.

Bazant ([BAZA, 1979], [BAZA, 1996]) a analysé l'accumulation de la pression critique des pores dans le béton à des températures élevées. Il est intéressant de noter qu'il considère que les contraintes thermiques élevées, qui se produisent dans le béton rapidement chauffé, sont le facteur le plus dominant pour l'éclatement explosif du béton. Mais elles ne peuvent pas être considérées comme le seul facteur favorisant le déclenchement de ce phénomène, Ce qui conduit alors à considérer une combinaison des deux processus « contraintes thermiques et pression des pores ».

3.6.3.1 Conclusion sur l'approche couplée thermo-hydro-mécanique

En se basant sur ce qui précède, nous pouvons alors dégager la conclusion suivante :

La prise en compte individuellement des hypothèses traitée précédemment n'est pas satisfaisante. Selon plusieurs auteurs Zhukov [ZHUK, 1976], Connolly [CONN, 1995], Bazant et *al.* [Baza, 1996], Khoury et *al.* [KHOU, 2000], Gawin et *al.* [GAWI, 2006], Ozbolt et *al.* [OŽBO, 2010], Meftah et *al.* [MEFT, 2012], Lottman et *al.* [LOTT, 2013]. L'idéal est de considérer les deux mécanismes en parallèle, le mécanisme thermo-hydrrique et celui thermomécanique.

Eike [EIKE, 2014] considère que l'éclatement engendré par un seul mécanisme (contraintes thermiques ou pression des pores) est assez rare ainsi pour les bétons de hautes performances (BHP) et de ultra hautes performances (BUHP), un éclatement causé uniquement par des contraintes thermiques élevées sont très peu probables.

Selon Missemer [MISS, 2011], ces modèles semblent représenter plutôt bien des expériences déjà réalisées mais le caractère prédictif du modèle reste encore à vérifier.

3.7. Écaillage des différents types de bétons

3.7.1. Écaillage des bétons ordinaires et des bétons de hautes performances (BHP)

Les compositions des bétons ordinaire (BO) et des bétons à hautes performances (BHP) montrent que la différence entre ces deux types de béton est intrinsèque [MENO, 2004]. Les BHP contient des ajouts cimentaires tels que la fumée de silice, permettant d'améliorer sa résistance mécanique. Ils se caractérisent par :

- une résistance à la compression à 28 jours sur cylindre supérieure à 50 MPa;
- un rapport Eau efficace/liant équivalent ou inférieur à 0,4 ;
- Ils présentent une microstructure très dense et une porosité plus faible que celle d'un béton ordinaire.

Toutefois, cette faible porosité peut générer des problèmes sur ces bétons lorsqu'ils sont soumis à des hautes températures. Selon Hertz [HERT, 1984], Noumowé [NOUM, 1995], Kalifa *et al.* [KALI, 2000], la grande compacité des bétons à hautes performances BHP est le principal paramètre responsable de l'écaillage à haute température. Du ce fait le béton à haute performance peut être plus susceptible à l'écaillage que le béton ordinaire. Cette hypothèse est soutenue par plusieurs auteurs Boström *et al.* [BOST, 2006], Mindeguia *et al.* [MIND, 2010], Park *et al.* [PARK, 2007], Kodur *et al.* [KODU, 2004], Bilodeau *et al.* [BILO, 2004]. Lors des essais réalisés par Bostrom *et al.* [BOST, 2006] pour deux types de béton de résistances différentes, avec les mêmes conditions d'essai, le béton à haute performance (BHP) de résistance de 107MPa présente un écaillage trois fois plus qu'un béton de résistance 73MPa.

En revanche les résultats des essais expérimentaux obtenus par Faris [FARI, 2002], Faris *et al.* [FARI, 2004], pour estimer le risque d'écaillage des poteaux en (BO) de résistance mécanique (24MPa) avec celui des poteaux en (BHP) de résistance mécanique (106MPa) soumis à un feu normalisé BS476. L'auteur a constaté que les bétons ordinaires et les bétons à haute performance montrent la même probabilité d'écaillage dans le cas où il n'y a pas de confinement axial. Selon Faris [FARI, 2002], l'écaillage est plus susceptible à manifester dans le béton ordinaire que celui du béton à haute performance sous l'effet de confinement axial.

3.7.2. Écaillage des bétons de hautes résistances (BHR)

Le béton de hautes résistances (BHR) qui présentent généralement les mêmes caractéristiques mécanique qu'un (BHP), il est aussi caractérisé par une faible perméabilité dû

à son faible rapport eau-ciment. Cependant des études montrent que le BHR présente une tenue différente de celle du béton ordinaire (BO) [KODU, 2000] et que sa résistance au feu peut laisser à désirer. Selon plusieurs auteurs Kodur [KODU, 2000], Kodur [KODU, 1999], Lie et *al.* [LIE, 1988], le béton de hautes résistances (BHR) est plus sensible à l'écaillage qu'un (BO). Ces auteurs suggèrent que la très forte pression de vapeur d'eau produite dans le (BHR) lors de son exposition aux incendies ne peut s'échapper en raison de sa grande compacité et de sa faible porosité. Cette pression interne est souvent atteinte les 8 MPa à 300°C, valeur très élevée par rapport à la résistance à la traction du (BHR) qui est d'environ 5MPa.

3.7.3. Écaillage des bétons autoplaçants (BAP)

Les essais réalisés par Mathew et *al.* [MATH, 2012] sur deux types de béton (béton vibré et Béton autoplaçant) soumis à des températures élevées, ont montrés que l'éclatement explosif se produit à la fois dans les deux types de béton dans une plage de température entre 350 °C et 580 °C. En revanche, à travers sa thèse de Doctorat qui porte sur l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée. Hanaa [HANA, 2009] à conclu que le béton autoplaçant (BAP) est plus sujets à l'éclatement que le béton vibré (BV), même s'il s'agit d'un phénomène à caractère aléatoire.

3.8. Température d'écaillage

De nombreuses recherches expérimentales ont été entreprises pour comprendre le phénomène d'écaillage et son probabilité d'occurrence, certains auteurs ont constaté que le béton commence à écailler dès les premières minutes quand la température dans le béton n'atteint que 150°C [PHAN, 2012] et pendant les 7 à 20 minutes quand les températures de surface atteint les 150-300 °C [KHOU, 2000] et entre 190°C-260°C d'après Hager [HAGE, 2004]. Selon Haniche [HANI, 2011] et Fletcher et *al.* [FLET, 2007], le phénomène d'écaillage est constaté à des températures comprises entre 200°C et 350°C. D'autres chercheurs notent une température plus élevée : de 250°C-400°C selon Morais et *al.* [MORA, 2006], Menou [MENO, 2004], entre 375°C-425°C d'après: Akhtaranzaman et *al.* [AKHT, 1970], Denny et *al.* [DEEN, 2008], et comprise entre 300 – 350°C selon Noumowé [NOUM, 1995]. Pour le BHP l'écaillage explosif s'observe dans la plage de température qui se situe entre 300 et 650°C [TOUM, 2013]. En outre, les vitesses de montée en température beaucoup plus élevés figurent parmi les facteurs qui peuvent aussi favoriser l'éclatement du béton.

Cependant une vitesse de 5°C/min est considérée suffisante pour provoquer l'écaillage du béton [FARI, 2004].

Noumowé [NOM,1995] à enregistré l'éclatement des éprouvettes cylindriques (16x32cm) sous une température de surface voisine de 300–350°C, seulement pour une vitesse d'échauffement de (1°C/min).

3.9. Moyens de prévention

Depuis le début des travaux de recherche sur le phénomène d'écaillage du béton à haute température, des méthodes possibles de réduction du risque d'écaillage ont également été discutées [EIKE, 2014]. Au cours des dernières décennies, et avec l'utilisation accrue de la fumée de silice dans la formulation des bétons de hautes performances (BHP) et des bétons de ultra-hautes performances (BUHP), le risque d'écaillage est encore devenu plus grave. Hertz [HERT,2005] à examiner l'éventuel risque d'instabilité thermique dû à l'utilisation du béton compacte avec une faible perméabilité, il a conclu que l'emploi du béton dense augmente fortement le risque d'écaillage.

Aujourd'hui, plusieurs mesures structurelles ont été prise en compte pour améliorer la résistance des structures en béton et notamment vis-à-vis le risque d'écaillage. Néanmoins, parmi l'un des moyens le plus efficace, de lutter contre l'éclatement est d'y incorporer des fibres de polypropylène. Cette technique a été découverte dans les années 70 par les chercheurs du milieu industriel des réfractaires, ensuite dans les années 90 a été employée dans le secteur du Génie Civil afin d'améliorer le comportement au feu des bétons de structure [MIND, 2009]. Plusieurs études menées sur ce sujet par Breitenbücher [BREI, 1998], Kalifa et al. [KALI, 2001], Suhaendi et al. [SUHA, 2006], Noumowé et al. [NOUM, 2006], Missemer et al. [MISS, 2010], montrent l'efficacité des fibres de polypropylènes dans la prévention des risques d'éclatement. Ces fibres sont employées en faible quantité d'environ 0.1% à 0.2% du volume du béton. Dans sa thèse de doctorat Yermak [YER, 2015] à montré que l'apport de fibres de polypropylène à un très faible dosage de 0,75kg/m³ s'est révélé efficace à empêcher l'écaillage pour toutes les configurations de chargement thermique.

L'une des théories les plus répandues à ce propos veut qu'en fondant à une température relativement basse de 170 °C, les fibres de polypropylène créent des « canaux » permettant à la pression de vapeur de s'échapper du béton, améliorant ainsi les propriétés de transfert (perméabilité, porosité) et réduit voire annuler le risque d'éclatement du béton, par la

réduction de la pression interne dans le réseau poreux ([KODU, 1999], [HNNI, 2011]). La figure 3.12 proposée par Haniche [HANI, 2011] met en évidence l'impact des fibres de polypropylène sur la perméabilité des bétons.

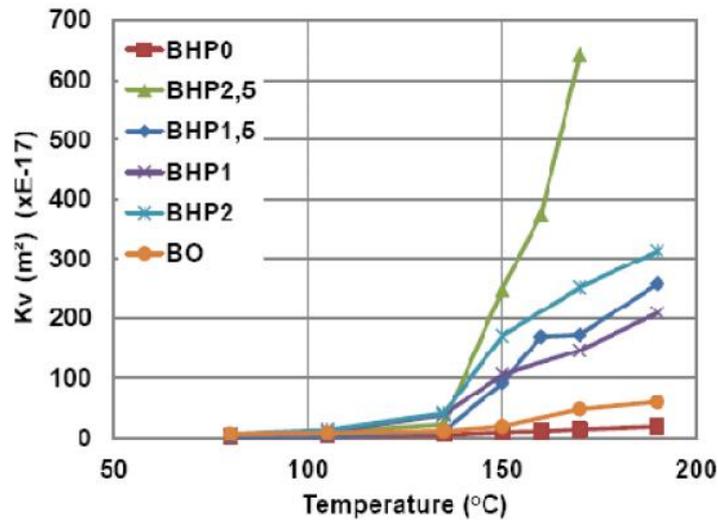


Figure 3.12 Influence des fibres de polypropylène sur la perméabilité des BO et BHP [HANI, 2011]

3.9.1. Mesures de protection selon EN 1992-1-2

En dehors du cadre des approches expérimentales, il convient de souligner qu'à ce jour, aucun modèle crédible n'existe permettant la prédiction exacte par le calcul du risque d'écaillage du béton soumis à un incendie. Dans ce contexte, la norme Eurocode 2 partie 1-2 (EN1992-1-2, 2005) mentionne l'occurrence d'éclatement explosif et distingue entre le béton ordinaire (BO) et le béton de haute résistance (BHR). En général, l'éclatement explosif doit être évité ou son influence sur la résistance structurelle doit être prise en compte lors de la vérification du comportement des structures soumises au feu.

3.9.1.1 Mesures pour BO

EN 1992-1-2, indique qu'aucun éclatement explosif ne doit être envisagé si la teneur en eau du béton est inférieure à 3 % du poids. Si la teneur en eau dépasse cette limite, une analyse approfondie de l'écaillage explosif doit être effectuée, y compris le type de granulat, la perméabilité du béton et la vitesse d'échauffement. Cependant, aucune donnée sur ces paramètres du béton n'est fournie.

Selon EN 1992-1-2, une analyse approfondie du risque d'éclatement explosif n'est pas nécessaire pour BO, si les valeurs tabulées sont utilisées et lorsque la distance de l'axe de l'armature au parement est inférieure à 70 mm.

3.9.1.2. Mesures pour béton de haute résistance (BHR)

L'Eurocode 2 partie 1-2 (EN1992-1-2, indique que le risque d'éclatement explosif du béton de haute résistance (BHR) de classe (C55/67-C80/95) est limité, si la teneur maximale en fumées de silice soit inférieure à 6% du poids de ciment. Cependant, des essais montrent que l'écaillage pourrait se produire même avec une teneur de fumée de silice nettement inférieure à 6 % [EIK2, 2014].

En cas de teneurs de fumées de silice supérieures à 6% et en cas de classe de résistance C90/105, l'éclatement peut se produire en toute situation pour le béton exposé directement au feu. Dans ce cas, l'Eurocode 2 recommande qu'il soit nécessaire de prendre des mesures particulières à travers l'application de l'une des quatre méthodes suivantes:

Méthode A : utiliser un grillage d'armatures avec un enrobage nominal de 15 mm. Il convient que ce grillage comporte des fils d'un diamètre supérieur ou égal à 2 mm avec un pas inférieur ou égal à 50×50 mm. Il convient que l'enrobage nominal de l'armature principale soit supérieur ou égal à 40 mm.

Notons que cette méthode est déconseillée par Denoël [DENO, 2007], car le bon maintien en place de ce grillage lors du bétonnage n'est pas acquis a priori. Le grillage peut se trouver proche de la surface dans la zone superficielle de 20 mm du béton avec les risques associés de carbonatation. L'enrobage nominal prescrit est inférieur à ceux prescrits dans l'EN1992-1-1 pour toutes les classes d'exposition.

Méthode B : utiliser un type de béton pour lequel il a été démontré (par expérience locale ou par des essais) qu'il n'existait pas de risque d'éclatement du béton exposé au feu.

Méthode C : utiliser des revêtements de protection pour lesquels il a été démontré qu'il n'existait pas de risque d'éclatement du béton exposé au feu.

Méthode D: utiliser le mélange de béton contient plus de 2 kg/m³ de fibres de propylène en monofilamentaires.

De sa part Kodur [KODU, 1999] propose quelques règles à suivre pour améliorer la tenue au feu du béton de haute résistance vis-à-vis de l'éclatement, parmi ceux-ci on peut citer:

- L'ajout des fibres de polypropylène au mélange pour diminuer l'éclatement,
- L'emploi du granulats carbonatés (au lieu du granulats siliceux),

- L'utilisation du granulat de poids normal (au lieu du granulat léger),
- L'ajout des fibres d'acier pour accroître la résistance à la traction et réduire l'éclatement,
- L'utilisation des attaches à extrémités recourbées (à 135° vers l'intérieur du noyau) au lieu d'attaches droites,
- Le rapprochement des attaches et l'utilisation des attaches transversales pour améliorer la résistance au feu,

Franssen et *al.* [FRAN, 2007] ont montré que l'utilisation des plaques isolantes ancrées avec des attaches suffisamment longues à la surface du béton réduire considérablement le risque d'écaillage du béton.

3.10. Prise en compte règlementaire des risques d'écaillage

La méthode de prise en compte règlementaire du phénomène d'écaillage du béton exposé aux températures élevées est proposée dans les Eurocodes (2, 4) partie feu ainsi que dans les DTU Feu-béton. Toutefois ces règlements ne concernent que les bétons d'une résistance inférieure ou égale à 80MPa et exposés au feu ISO834. 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. Un recours à des essais expérimentaux ou à une protection passive est fortement recommander par CETU [CETU, 2005]. Le tableau 2.2 proposé par [CETU, 2005] résume les éléments de vérification d'écaillage pour deux types de sollicitation thermique : Courbe nominale CN ISO 834 et Hydrocarbure majorée HCM [EUR1, 2002].

	Résistance en compression	CN	HCM
BHP	>80MPa	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

Tableau 3.2 Méthodes de prise en compte du phénomène d'écaillage [CETU, 2005]

3.11. Modélisation avancée

La modélisation du comportement au feu du béton est également développée et validée dans certains codes d'éléments finis (ABAQUS, SAFIR, ANSYS, CASTEM, NASTRAN

etc...), hors la prise en compte de l'écaillage reste encore limitée. Cependant, au cours des deux dernières décennies, plusieurs tentatives visent à modéliser le phénomène d'écaillage ont été entreprises par (Franssen et al. [FRAN, 2003], Kodur et al. [KODU, 2004], Dwaikat et al. [DWAI, 2008], Deeny et al. [DEEN, 2009], Majorana et al. [MAJO, 2010], Guergah et al. [GUER, 2017]). Le seul paramètre considéré dans ces travaux pour détecter le phénomène d'écaillage se base sur l'évolution de la température dans le béton sans aucune autre considération. Le choix de cette approche est justifié par le fait que la température est généralement considérée comme étant le paramètre commun le plus dominant entre les deux processus (thermo-hydrrique et thermo-mécanique) supposés à l'origine de l'écaillage.

Dwaikat et al. [DWAI, 2009], ont proposé un modèle thermo-hyrique permettant de prédire l'écaillage. Ce modèle est basé sur le calcul de la pression développée dans les pores et le comparer avec la limite en traction du béton. Une fois que la pression atteint la limite en traction, l'écaillage se produit. A cet instant l'élément écaillé est éliminé ainsi que le calcul est relancé tout en tenant en compte des nouvelles conditions aux limites.

Phan [PHAN, 2012] a développé un modèle thermo-hydro-mécanique (THM) implémenté dans le code d'éléments finis CESAR-LCPC. Ce modèle est basé sur une approche étendue avec la prise en compte d'un critère d'écaillage de type détachement-flambement. D'après cette étude, l'écaillage a été enregistré à une température à la surface chauffée correspond à 400°C. L'auteur a conclu que cette approche conduit à un problème à frontière et conditions aux limites évolutives.

Un modèle thermo-poro-élastique a été proposé par Msaad [MSAA, 2005], ce modèle permet de comparer la contribution de l'effet mécanique et de l'effet hydraulique dans le mécanisme d'écaillage. Il tient compte du transfert de chaleur et du transfert de masse dans le béton, ce qui lui permet de définir deux types de contraintes :

- Une contrainte de traction exercée par le fluide sur le squelette et qui caractérise l'écaillage hydraulique ;
- Une contrainte de compression due à la dilatation thermique empêchée et qui caractérise l'écaillage mécanique.

En plus, un critère de plasticité a été introduit, ce critère permet de mesurer la contribution de chacune des deux contraintes précédentes pour pouvoir atteindre la phase plastique, ce qui permet à l'auteur de connaître l'apport de contribution de chacun des deux mécanismes (hydraulique ou mécanique) dans le processus d'écaillage.

Un autre modèle THM permettant de prédire l'écaillage ainsi que de relancer le calcul en prenant en compte des nouvelles conditions aux limites. Ce modèle est développé par Lottman [LOTT, 2007] et implanté dans le code d'élément finis ABAQUS. Le modèle a pu détecter le premier écaillage à une température de 100 C°. Température supposée très faible par rapport à celle qui est observée expérimentalement.

Une synthèse des diverses études réalisées jusqu'à aujourd'hui confirment la difficulté de la prise en compte du phénomène d'écaillage dans la modélisation numérique du béton exposé à hautes températures. Cependant, il serait également possible d'affirmer qu'une modélisation réussie de ce phénomène, reste encore loin d'être acquise.

En revanche, à l'heure actuelle et malgré le développement des outils de modélisation; il n'existe aucun outil numérique fiable capable de prédire de manière précise l'occurrence de l'écaillage avec la prise en compte des différents mécanismes cités précédemment supposés à l'origine de ce phénomène. Ceci est dû principalement à la complexité et à la nature aléatoire du phénomène d'écaillage d'une part et au manque de connaissance des propriétés du béton à très haute température d'autre part.

3.12. Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de faire quelques rappels concernant le phénomène d'écaillage et son manifestation. A partir des travaux réalisés sur les deux plans que ce soit numérique ou expérimental, on a constaté que ce phénomène est plus compliqué. Cette complexité est issue de la diversité des facteurs influençant sur son apparition (propriétés du béton, la teneur en eau du béton, la vitesse de montée en température, la perméabilité intrinsèque du béton, l'intensité de la charge, sollicitation thermique, conditions aux limites...etc.).

Suite à cela, différentes approches de mécanismes supposés à l'origine de l'écaillage ont été présentées. Parmi eux, se détachent de la littérature deux processus : un processus thermo-hydrique reliant le risque d'écaillage à la génération de pressions de vapeur dans les pores de béton et un processus thermomécanique reliant le risque d'écaillage à la génération de contraintes de compression résultant de la dilatation thermique empêchée. Notons que de nos jours la pertinence de ces deux processus n'est toujours pas expérimentalement vérifiée. Par ailleurs, aucun calcul prédictif n'est envisageable concernant le risque d'écaillage des structures en béton ([PHAN, 2012], [MIND, 2009]).

Concernant les exigences essentielles relatives à la sécurité des ouvrages en béton face aux incendies. Des méthodes préventives ont été présentées, l'une de ces méthodes consiste à incorporer des fibres polypropylène, qui, en fondant à 170°C, créent une porosité interconnectée permettant d'évacuer les pressions dues à la vaporisation de l'eau. Cette technique est déjà bien répandue dans la pratique, et est préconisée par le document Eurocode2.

Nous proposons dans le chapitre suivant une modélisation numérique d'une poutre en béton armé soumise au feu Hydrocarbure (HC) avec la prise en compte du phénomène d'écaillage. Ce chapitre a pour objectif de connaître l'influence majeure de l'écaillage sur la stabilité mécanique des éléments structuraux en situation d'incendie.



Modélisation numérique du phénomène d'écaillage: -Cas d'une poutre en béton armé-

Objectifs :

Dans le cadre de ce chapitre l'objectif visé est la réalisation d'une étude numérique, dans laquelle le phénomène d'écaillage du béton dans les éléments structuraux (poutres) en béton armé sollicités au feu Hydrocarbure (HC) est considéré, et son influence sur leur stabilité structurale est analysée. Le choix a été fait sur les poutres vu leur importance dans le comportement des structures, leur rupture conduit impérativement à l'instabilité globale de la structure et bien certain à la ruine. La manifestation du phénomène peut commencer dès les premières minutes, mettant à nu les armatures les plus près du parement, et ce suite à l'accélération de la perte de résistance, provoquant ainsi une rupture prématurée de la structure. À cet effet le logiciel SAFIR est employé pour effectuer une analyse numérique du risque d'écaillage par l'élimination progressive de couches de béton d'enrobage à chaque fois que les critères d'apparition de ce phénomène sont vérifiés. L'étude paramétrique réalisée, a porté sur: La généralisation de l'écaillage le long de l'élément ou non, la prise en compte d'un écaillage qui se manifeste sur une ou plusieurs faces de cet élément, et l'influence de différents paramètres tels que la variation des conditions aux limites et la réduction des propriétés mécaniques des matériaux en fonction de l'évolution de la température.

4.1. Introduction:

En cas d'incendie, les constructions (bâtiments, tunnels, etc.) sont exposées à des températures aussi élevées (allant jusqu'à 1200°C) provoquant des dommages importants, ce qui conduit inévitablement à une dégradation des bétons de surface par le phénomène d'écaillage. La manifestation de ce phénomène est déjà constatée depuis longtemps mais elle n'est pas encore bien maîtrisée dans le calcul [KODU, 2005]. Cela est dû à la complexité du phénomène qui peut être influencé selon plusieurs auteurs Dwaikat et al. [DWAI, 2009], Akhtaruzzaman et al. [AKHT, 1970], Sanjayan et al. [SANJ, 1993], par les facteurs suivants:

- (1) la résistance initiale du béton à la compression,
- (2) la teneur en humidité,
- (3) la masse volumique,
- (4) l'intensité du feu,
- (5) les dimensions et la forme des échantillons,
- (6) l'armature latérale,
- (7) les conditions de chargement,
- (8) le type de granulats.

Le couplage de ces facteurs peut engendrer plusieurs modes de ruine du béton proche de la face exposée au feu. Par ailleurs, certains auteurs trouvent que les principales raisons d'apparition de ce phénomène sont essentiellement la faible perméabilité (du béton) et la migration de la vapeur d'eau dans le béton à des températures élevées [KODU, 2007], [PHAN, 1996].

L'étude réalisée est focalisée sur l'analyse du risque de rupture par écaillage d'une poutre en béton armé, lorsque cette dernière est exposée au feu Hydrocarbure (HC), tout en supposant que son apparition (écaillage) est certaine. L'étude comporte les principaux volets, à savoir :

- La détermination des champs de température à chaque instant et à chaque point de cette poutre, et ce par résolution des équations transitoires de transfert de chaleur par la méthode des éléments finis. Pour ce faire la section de la poutre est discrétisée en éléments bidimensionnels de types quadrilatères
- Le calcul mécanique de la résistance au feu avec et sans prise en compte du phénomène d'éclatement du béton, et les nouvelles caractéristiques mécaniques (module tangent, contraintes, déformations) en fonction du champ thermique sont déterminées.

4.2. Pourquoi l'élément poutre ?

Le choix a été fait sur les poutres vu leur importance dans le comportement des structures, une ruine précoce d'une poutre peut avoir des conséquences catastrophiques sur l'instabilité globale de la structure.

Les poutres sont des éléments constructifs fréquemment employées dans les structures en béton armé. Elles sont principalement sollicitées en flexion, l'écaillage diminue rapidement l'enrobage de béton qui protégeait les armatures et accélère la montée en température de ces armatures ; lorsque cette température dépasse 500°, les armatures deviennent très déformables et perdent une grande partie de leur résistance, provoquant l'effondrement de la structure.

4.3. Code de calcul employé (SAFIR)

SAFIR (Safe-Fire) [FRAN, 2011] est un logiciel de simulation numérique non linéaire, basé sur la méthode des éléments finis (MEF), destiné à l'analyse des structures en acier, béton ou mixte acier-béton soumises à des températures élevées. Il a été développé par Jean-Marc Franssen à l'Université de Liège, en Belgique, en tant que deuxième génération du programme CEFICOSS (Computer Engineering of the Fire design of Composite and Steel Structures). Il offre de nombreuses possibilités avec des éléments de type poutre, coque, plaque, solide 2D et 3D et un maillage qui peut être cartésien ou cylindrique. Il résout les problèmes concernant les éléments structuraux isolés, des sous-ensembles ou des structures entières.

Le logiciel SAFIR comprend deux étapes d'analyses : L'analyse thermique et l'analyse mécanique.

L'analyse thermique permet d'obtenir les champs de températures dans des éléments de construction. La présence éventuelle de matériaux isolants, d'humidité et l'évolution des propriétés thermiques avec la température peuvent être considérées dans cette analyse. L'exposition au feu normalisé ou au feu naturel défini par l'utilisateur peut être indiquée. Le calcul de la distribution des températures est transitoire et non linéaire.

SAFIR héberge divers élément finis (2-D SOLIDE, 3-D SOLIDE, TRUSS, BEAM, SHELL) pour les différentes modélisations. Les lois contraintes-déformations des matériaux sont généralement linéaire-elliptique pour l'acier et non-linéaire pour le béton. Certains modèle de matériaux prédéfinis sont implémentés dans le logiciel, à savoir ; le béton, l'acier, le bois et l'aluminium.

L'analyse mécanique appelée aussi "analyse structurale", est réalisée en vue de déterminer la réponse mécanique de la structure due aux effets thermiques. Le champ de température issu de l'analyse thermique est utilisé comme entrée pour l'analyse structurale. Les structures sont discrétisées en éléments barres de treillis, poutres (à 3 nœuds et 7 degrés de libertés, hypothèse de Bernoulli) coques (éléments plans triangulaires à 3 nœuds) ou solides (avec prise en compte des grands déplacements).

Notons que le logiciel SAFIR prend en compte une déformation de fluage transitoire dans les relations constitutives du béton à haute température, d'une manière implicite ou explicite. Cependant, dans le modèle uni-axial du matériau béton Eurocode 2 [EUR2, 2005], le fluage transitoire est pris en compte implicitement. Pour le cas des exemples traités dans le présent travail, nous avons opté pour le modèle du fluage transitoire implicite, car les résultats donnés par les deux modèles sont presque identiques.

Le logiciel se base sur les hypothèses suivantes:

- Le matériau est isotrope, immobile, incompressible et sans dissipation mécanique,
- Les échanges thermiques par convection et rayonnement dans les cavités peuvent être prise en compte,
- La variation de la température suivant la direction longitudinale est négligée,
- Il n'y a pas de discontinuité de la matière entre deux éléments voisins,
- Le contact acier-béton est considéré parfait, mais peut être modélisé en introduisant un matériau fictif dans l'interface acier-béton de résistance thermique comprise entre $(0.01 \text{ et } 0.013)\text{m}^2\text{k/W}$,
- La température est la même à la frontière commune entre deux éléments adjacents,
- Le transport de vapeur d'eau n'est pas prise en compte par le logiciel,
- La variation des propriétés des matériaux en fonction de la température est prise en compte conformément aux Eurocodes ou introduite par l'utilisateur,
- En outre, l'influence de l'humidité (supposée uniformément répartie dans le béton) est traitée de manière simplifiée : les températures dans le béton sont calculées en supposant que la quantité d'eau s'est évaporée. Par conséquent, pendant la période d'évaporation, toute la chaleur fournie à un élément est utilisée pour l'évaporation de l'humidité jusqu'à ce que l'élément devenu sec. L'influence du mouvement de l'humidité pendant le chauffage est ignoré.

4.4. Contexte de la recherche

Afin de connaître l'influence du risque d'écaillage sur les caractéristiques mécaniques des structures en situation d'incendie. Nous avons effectué une modélisation numérique du phénomène d'écaillage d'une poutre en béton armé pour différentes conditions aux limites (simplement appuyée, bi-encastrée et encastrée- articulée). La poutre est soumise à l'action de la courbe Hydrocarbure (HC) [EUR1, 2002] sur les trois cotés, le quatrième côté comportant des conditions adiabatiques. À cet égard deux situations ont été ciblées, dans la première, la poutre est supposée écaillée sur les trois cotés. Pour la deuxième situation, on considère que seule la face inférieure de la poutre est affectée par l'écaillage. Le choix du feu Hydrocarbure vient du fait que cette courbe conduit rapidement à des températures très élevées. En supposant que la distribution de la température est uniforme sur toute la longueur de la poutre et en tenant en compte d'un écaillage global qui se produit également d'une manière régulière le long de cette poutre et un écaillage localisé supposé apparaître à l'endroit où règne le moment fléchissant maximum. A cet effet le logiciel SAFIR [FRAN, 2011] est utilisé, en retirant une couche de béton d'enrobage de (3 ou 5mm) à chaque fois que la température de la surface exposée atteint les 400°C (température semble assez suffisante pour provoquer l'écaillage du béton) (Deeny et al.[DEEN, 2008], Tuyen Phan [PHAN, 2012], Jeremy [JERE, 2007]), ce processus continue jusqu'à la disparition totale de la couche d'enrobage. Notons que l'épaisseur des couches retirées est en fonction de l'épaisseur de l'élément utilisé dans cette analyse, en outre la distribution de la température dans la section transversale de la poutre est modélisée en 2D en régime transitoires non linéaires. Pour l'analyse mécanique, elle se réfère au champ de température obtenu par l'analyse de transfert thermique pour utiliser les températures des éléments en fonction du temps.

4.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés

Le béton utilisé est de granulats siliceux avec une masse volumique de 2300 kg/m³ et une teneur en eau de 46 kg/m³. La résistance caractéristique à 28 jours est $f_{c28} = 40\text{MPa}$, la résistance à la traction du béton n'est pas prise en compte dans le calcul (négligée). Concernant les caractéristiques thermiques et mécaniques retenues sont choisis conformément aux Eurocode (2,4).

Les aciers d'armatures sont de classe Fe500. La loi de comportement et les caractéristiques thermiques sont basées sur celles proposées dans l'Eurocode 4. Le tableau suivant présente les différentes caractéristiques géométrique et mécanique des matériaux utilisés.

Géométrie de la poutre		
Longueur	L	600 cm
Largeur	b	30 cm
Hauteur	h	60 cm
Propriété du béton (C40/50)		
Résistance à la compression	f_{c28}	40 MPa
Résistance à la traction	F_{t28}	0.0
Coefficient de Poisson		0.2
Type de granulats		Siliceux
Teneur en eau	w	4 %
Enrobage	C	4 cm
Masse volumique		2300 kg/m ³
Propriété d'acier ($F_{e,a500}$)		
Module d'élasticité	E_a	210 GPa
Résistance à la traction	F_e	500 MPa
Coefficient de Poisson		0.3
Armatures		5HA20

Tableau 4.1 Caractéristiques géométrique et mécanique des matériaux utilisés à température ambiante

4.6. Description de la poutre étudiée

La poutre étudiée est de section rectangulaire de dimensions 300x600 mm et de 6000 mm de longueur, ferrillée avec 5 barres de 20mm de diamètre. La couche d'enrobage est de 40 mm d'épaisseur. La figure suivante illustre les détails de la section transversale de la poutre étudiée :

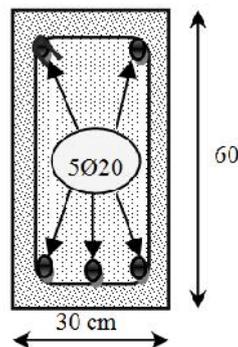


Figure 4.1 Détails de la section transversale de la poutre considérée

4.7. Modèles d'incendie

La courbe température-temps est significative, parce qu'en fonction de vitesses d'échauffement différentes (selon la courbe de feu choisie) et des propriétés du béton, l'accumulation de pression de vapeur à l'intérieur du béton évolue plus ou moins rapidement, entraînant /ou pas l'apparition d'écaillage [DWAI, 2009].

Plusieurs courbes température-temps sont proposées dans les Eurocodes [EUR1, 2002]. On peut y trouver trois courbes nominales permettant de caractériser différents incendies (dans chaque cas, t est exprimé en minutes): la courbe Normalisée (CN ou ISO834), la courbe de feu extérieur et la courbe Hydrocarbure. La réglementation française a institué une version majorée de la courbe HC : la courbe Hydrocarbure Majorée (HCM). La température maximale de la courbe HCM est de 1300°C au lieu des 1100°C de la courbe Hydrocarbure standard. Ces courbes ont été établies à partir des essais expérimentaux sur des feux réels, tombant dans une des quatre catégories majeures, à savoir les bâtiments, la pétrochimie, plates-formes en mer et les tunnels :

- la courbe température/temps normalisée (ISO 834) pour un incendie de bâtiment est définie par :

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (4.1)$$

- la courbe de feu extérieur est définie par :

$$\theta_g = 20 + 660(1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (4.2)$$

- la courbe d'hydrocarbure majorée (HCM) pour un incendie de tunnel est définie par :

$$\theta_g = 20 + 1280(1 - 0.325 \cdot e^{-0.167t} - 0.675 \cdot e^{-2.5t}) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (4.3)$$

Où;

θ_g : est la température des gaz du compartiment ($^\circ\text{C}$);

t: est le temps en [min].

Les courbes les plus fréquemment utilisées sont présentées à la figure 4.2.

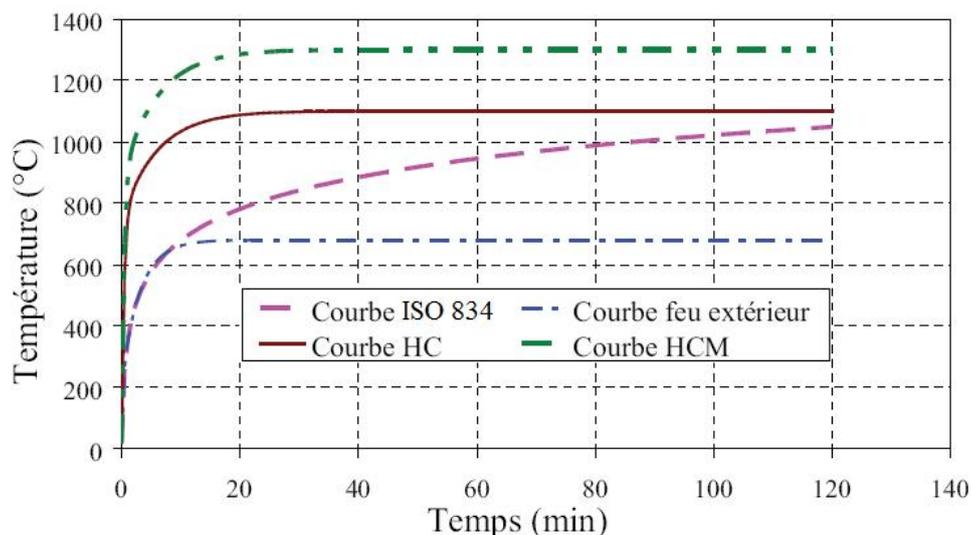


Figure 4.2 Courbes d'échauffement pour la normalisation de la résistance au feu [EUR1, 2002]

A titre de comparaison nous pouvons regarder la température atteinte au bout de 20 minutes. Elle est de 670°C et 800°C respectivement pour les courbes "feu extérieur" et courbe ISO834, comparée à 1100°C et 1250°C respectivement pour les courbes "HC" et "HCM". La différence réside dans le type de combustible (hydrocarbure ou non) influence fortement la vitesse de montée en température.

Ces courbes permettent de calculer les niveaux de températures limites auxquels les matériaux doivent être testés pour répondre aux exigences des applications auxquelles ils sont destinés. Pour cette modélisation nous avons supposé que la poutre considérée est soumise à l'action de la courbe hydrocarbure (HC). Cette dernière présente une montée en température très rapide avec une température de 900 °C dans les 5 premières minutes et un plateau à 1100 °C. Selon l'Eurocode 1, la courbe température/temps du feu hydrocarbure est donnée par :

$$\theta_g = 20 + 1080(1 - 0.325 \cdot e^{-0.167t} - 0.675 \cdot e^{-2.5t}) \quad (4.4)$$

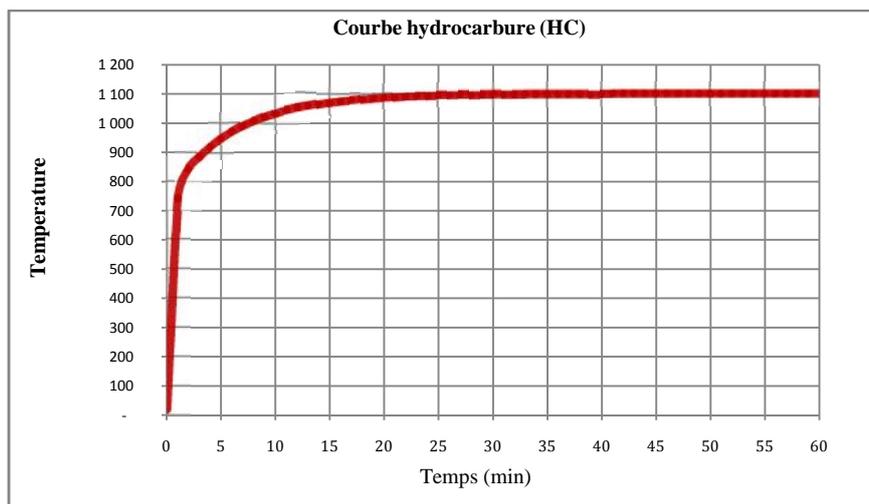


Figure 4.3 Courbe hydrocarbure utilisée [EUR1, 2002]

4.8. Analyse thermique

4.8.1. Modélisation des échanges thermiques

Au cours d'un incendie, le transfert de chaleur entre les éléments d'une structure et son environnement, peut se manifester séparément ou simultanément sous trois modes: rayonnement, convection, conduction. À l'intérieur des éléments homogènes tels que l'acier, la chaleur est uniquement transférée par conduction. Pour les matériaux poreux tels que le béton ou lorsqu'il existe des cavités à l'intérieur des éléments (vides), l'échange de chaleur est beaucoup plus complexe.

Le logiciel SAFIR employé dans cette modélisation, se base principalement sur le transfert de chaleur par conduction. Le rayonnement et la convection sont considérés comme des modes de transfert de chaleur à la surface des éléments ou dans les cavités internes telles que celles présentes, par exemple, dans les dalles creuses [FRAN, 2011].

L'équation différentielle gouvernant la conduction de chaleur dans un matériau solide isotrope immobile, incompressible et sans dissipation mécanique en coordonnées cartésiennes est donnée par l'expression suivante:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = c \rho \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.5)$$

Avec :

T : température, λ : conductivité thermique, ρ : masse volumique, c :chaleur spécifique,

t: temps et x, y, z: coordonnées spatiales.

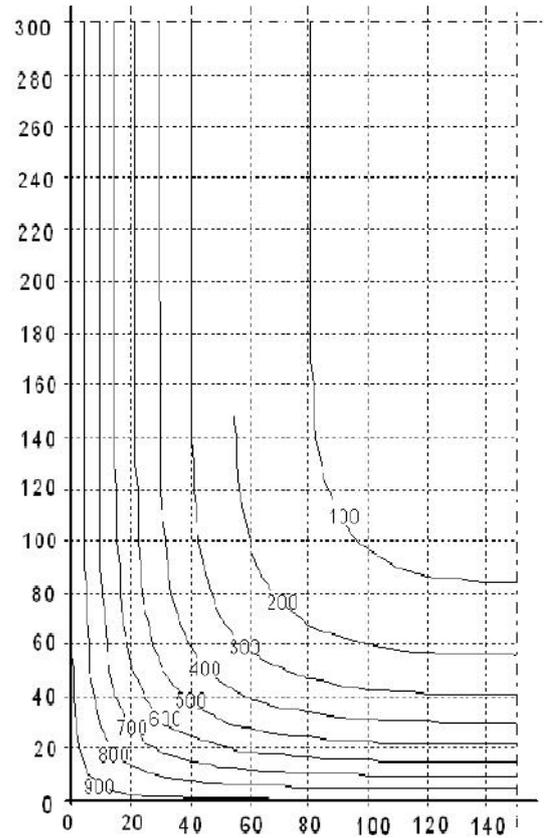
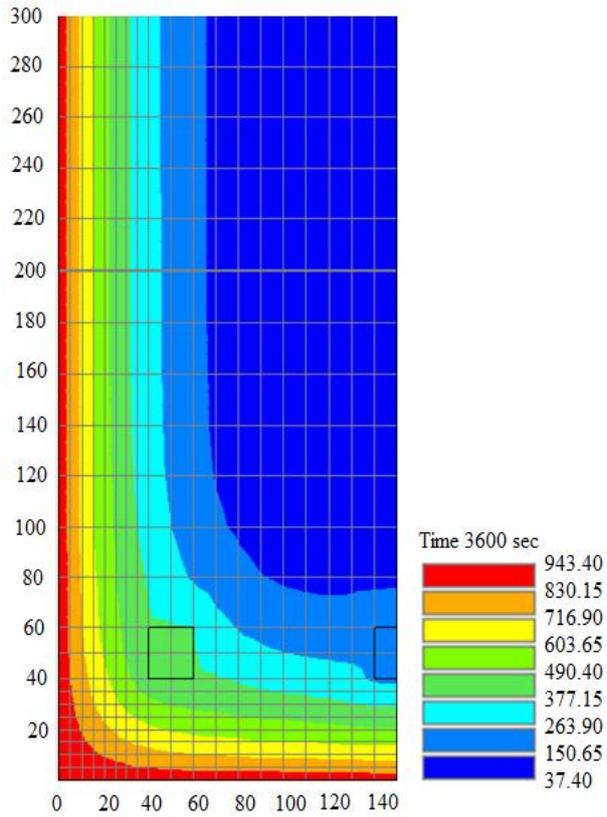
Cette expression de transfert thermique est basée sur l'équation de la loi de Fourier, c'est elle qui a été retenue pour le logiciel SAFIR.

4.8.2. Résultats de l'analyse thermique

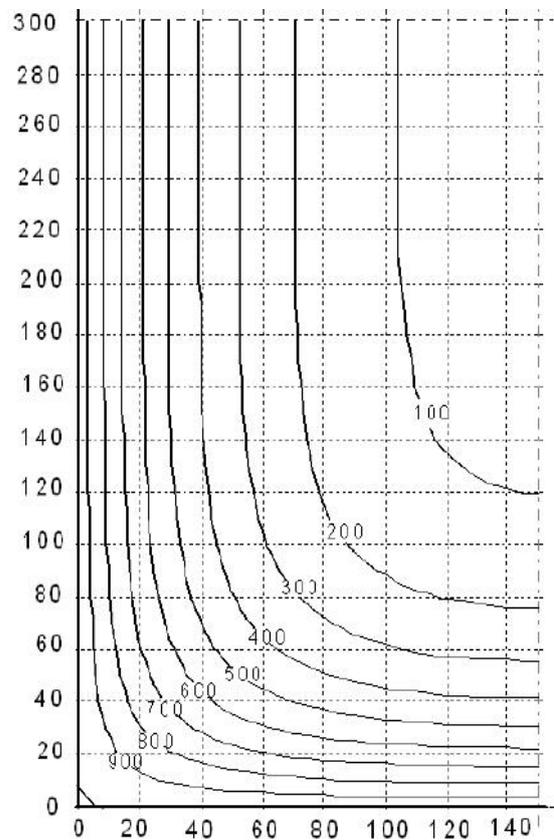
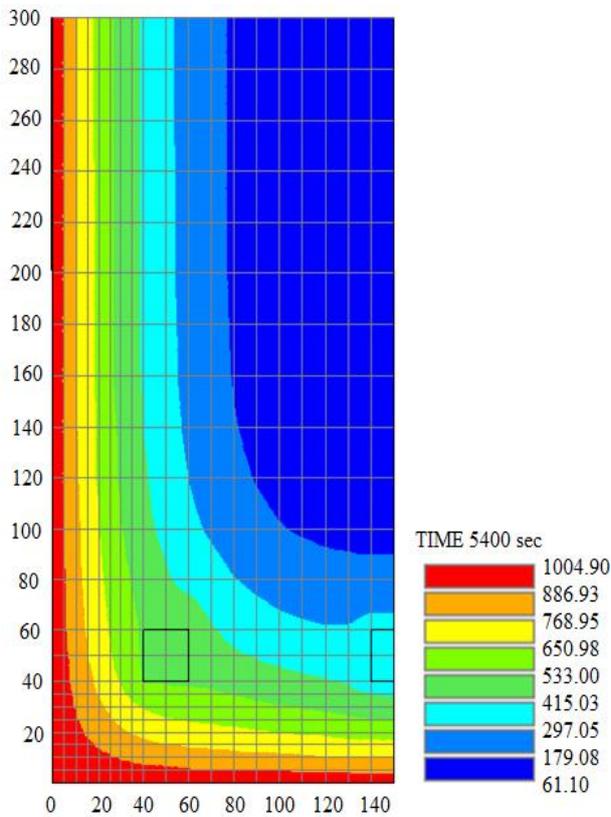
4.8.2.1. Évolution de la température dans une section transversale d'une poutre en béton armé

Avant d'entamer le travail ciblé dans ce chapitre, nous présentons ci-après un exemple d'analyse thermique d'une poutre en béton armé soumise à la courbe ISO 834, pour des durées d'exposition $t = 60, 90, 120$ minutes. Une comparaison est effectuée entre les champs de température calculés par SAFIR et ceux proposés par l'Eurocode 2 partie 1-2.

La figure suivante à gauche (modélisée par SAFIR) présente la distribution de la température dans une section transversale de la poutre considérée. Les mailles qui composent la section transversale des éléments sont de forme carrée avec des dimensions variées entre 7 et 20 mm. Les positions des barres d'armature sont soulignées par un contour noir. Il y a une couche de béton d'enrobage de 4,0 cm d'épaisseur recouvrant les barres d'armature. En raison de la symétrie du problème, seule la demi-section est présentée.



À t=60minutes



À t=90 minutes

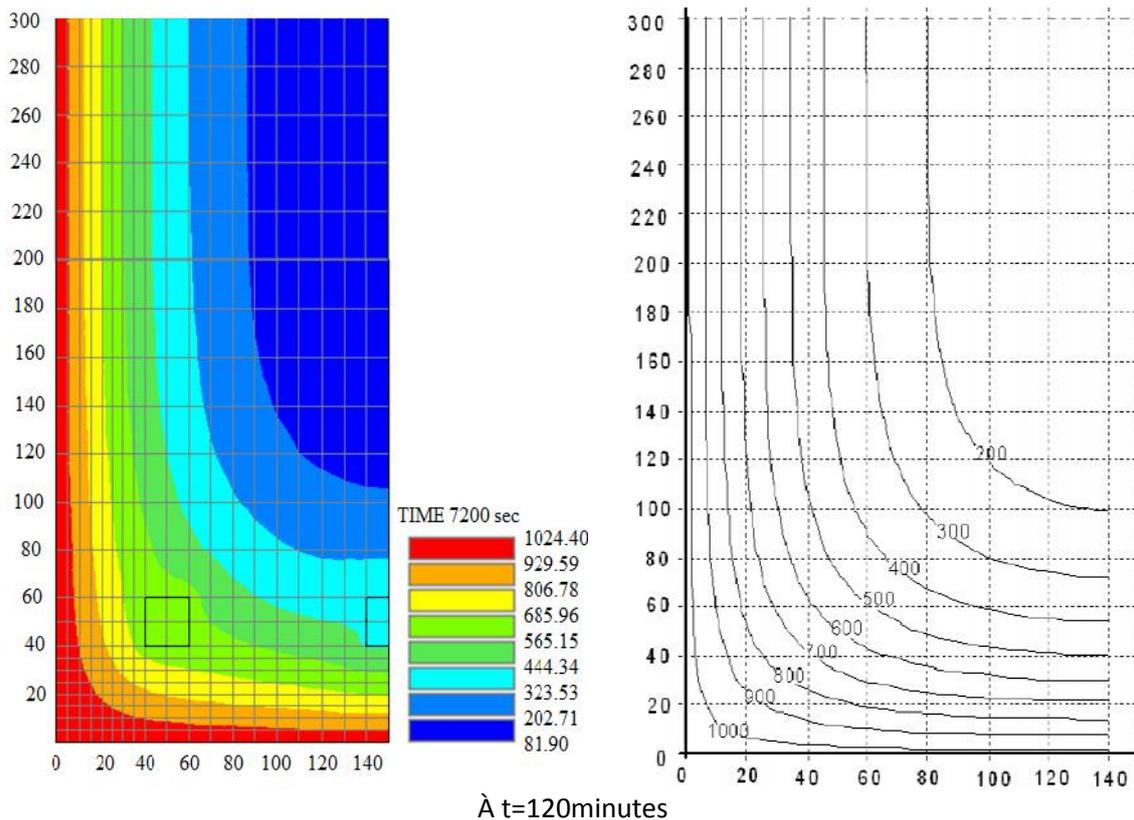


Figure 4.4 Distribution de la température dans la section de la poutre: à gauche (SAFIR), à droite Eurocode 2

La lecture de cette figure nous renseigne sur l'effet que les deux modèles reproduisent correctement l'allure décroissante de la température vers le centre de la section. Il semble que la concordance est bonne entre le champ de température calculé par SAFIR et celui de l'Eurocode 2. Cependant on doit enregistrer une légère différence, il s'agit en effet des températures prédites par l'Eurocode dans les couches extérieures de la poutre, qui sont légèrement supérieures à celles prédites par SAFIR (Malgré que les mêmes propriétés thermiques du matériau ont été utilisées dans cette analyse). En outre, SAFIR a prédit une augmentation plus rapide de la température au centre de la section transversale. Cette constatation est conforme aux résultats obtenus par Bernhart et *al.* [BERN 2005]

Un examen attentif de la température autour des armatures, nous montre des perturbations locales dans le béton, ce qui s'explique par le fait que l'acier présente une conductivité thermique plus grande que celle du béton. C'est la raison pour laquelle la distribution de température pour les éléments en acier exposés au feu est beaucoup plus uniforme que celle dans les parties béton.

Le développement de la température dans les barres d'armature est présenté sur la figure 4.5, pour une durée d'exposition au feu normalisé de 240 minutes. Comme prévu, les barres

les plus proches de la surface présentent la plus forte augmentation de température. Après 240 minutes d'exposition au feu, la température dans la barre 2 est plus élevée que celle de la barre 3, la différence est de l'ordre de 365 °C, ce qui est logique, car la barre 2 se trouvant dans la partie inférieure est exposée sur les deux faces, en plus, la barre 3 est sollicitée par le feu d'une seule face. Ces résultats sont semblables à ceux trouvés par Bernhart et *al.* [BERN 2005]

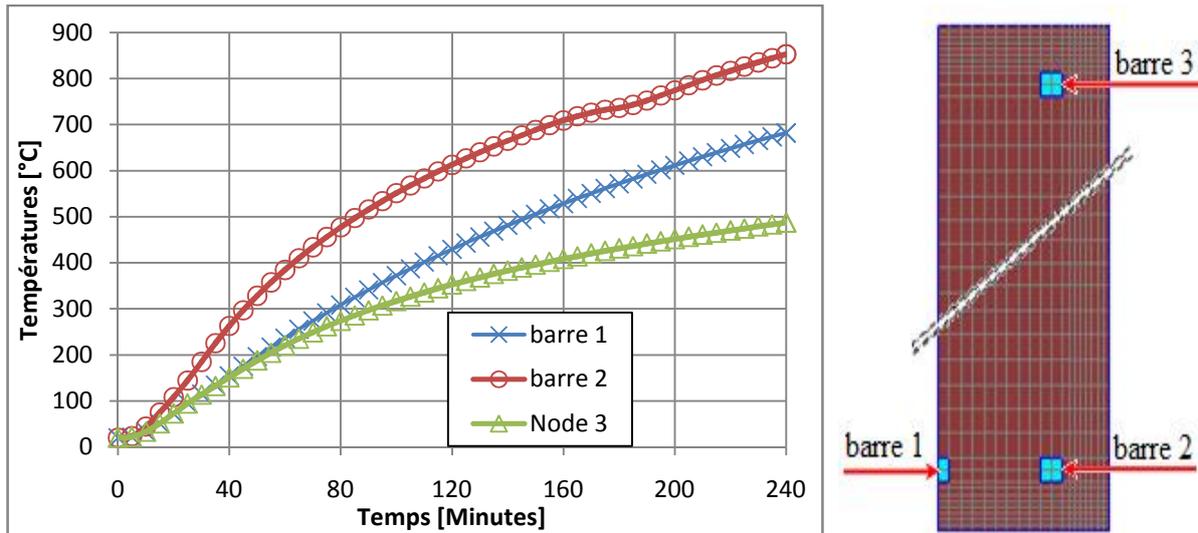


Figure 4.5 Répartition des températures dans les barres d'armature.

La figure (4.6a) illustre l'évolution de la température en fonction du temps à la surface du béton (sans écaillage). A partir de cette figure il en ressort que les deux courbes sont pratiquement confondues. Cet état des lieux atteste de la performance de la simulation numérique.

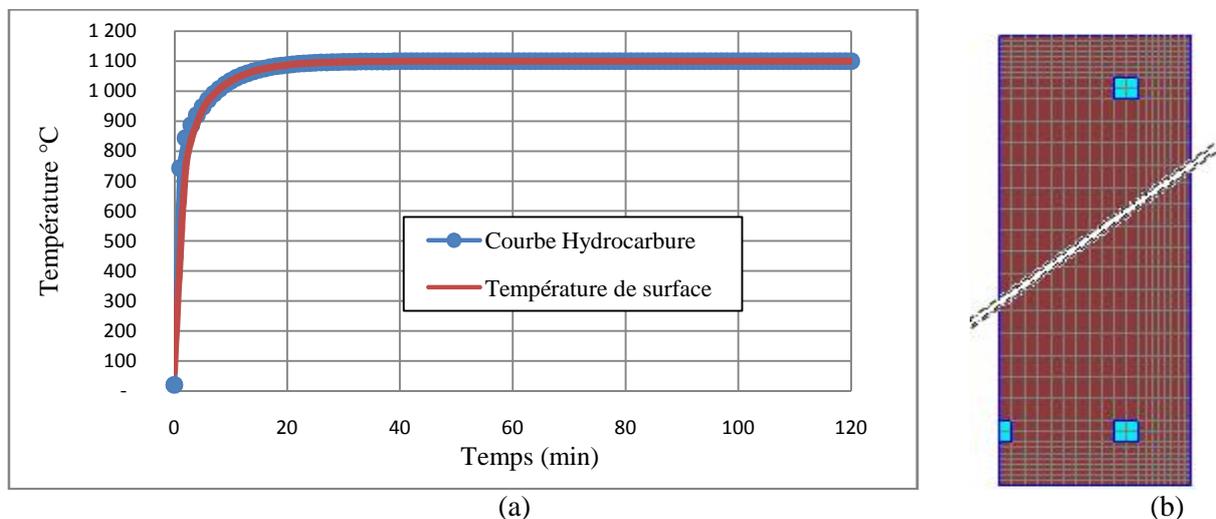


Figure 4.6 (a) Température à la surface du béton avec la courbe Hydrocarbure
(b) Discrétisation de la moitié de la section transversale

La figure 4.7 illustre l'évolution de la température au sein de la section de la poutre sollicitée selon les trois faces (accessible). Cette répartition du flux montre une température décroissante vers le centre de la section.

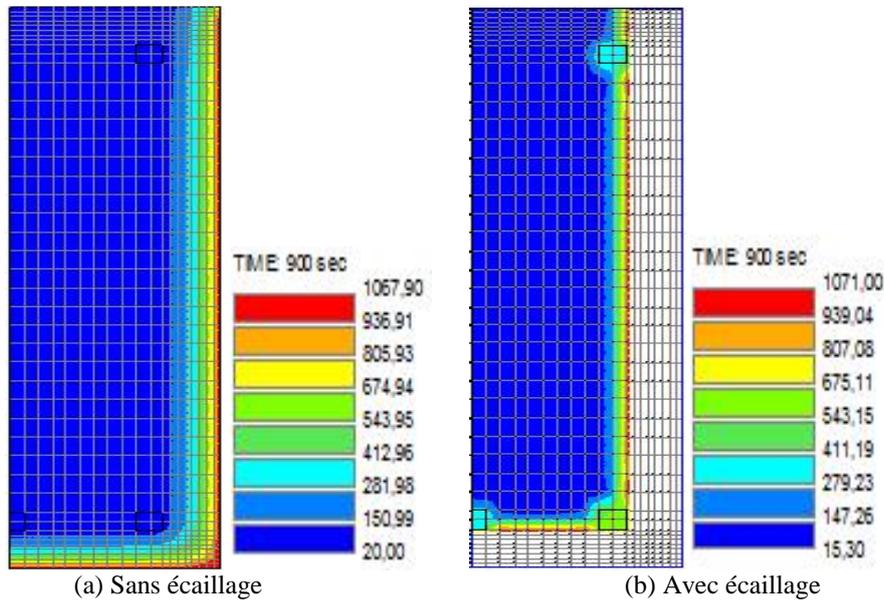


Figure 4.7 Évolution de la température dans la section à 15 minutes

Comme le montre la figure (4.7b), la disparition des couches de béton de surface par écaillage entraîne une augmentation rapide de la température, mettant ainsi à nu les armatures d'acier et les expose directement aux flammes. Par conséquent, le béton d'enrobage de la section non écaillée (figure 4.7a) ralentit le transfert de chaleur vers la face non exposée de la section. Ceci lui confère une meilleure résistance. Autour de l'armature on constate une perturbation locale du flux thermique dans le béton, que l'on peut attribuer à une conductivité thermique de l'acier supérieure à celle du béton

Sur la figure 4.8 nous présentons l'évolution de la température à l'intérieur de la section transversale de la poutre écaillée. Les températures sont enregistrées pour différentes profondeurs au cours du temps à partir de la surface exposée jusqu'au centre de la section. A cet effet trois points ont été ciblés et leurs courbes représentatives sont montrées ci-dessous:

Le choix de ces points est :

- Nœud 460 sur le coin de la section,
- Nœud 452 au niveau de la face écaillée,
- Nœud 441 au centre de la section

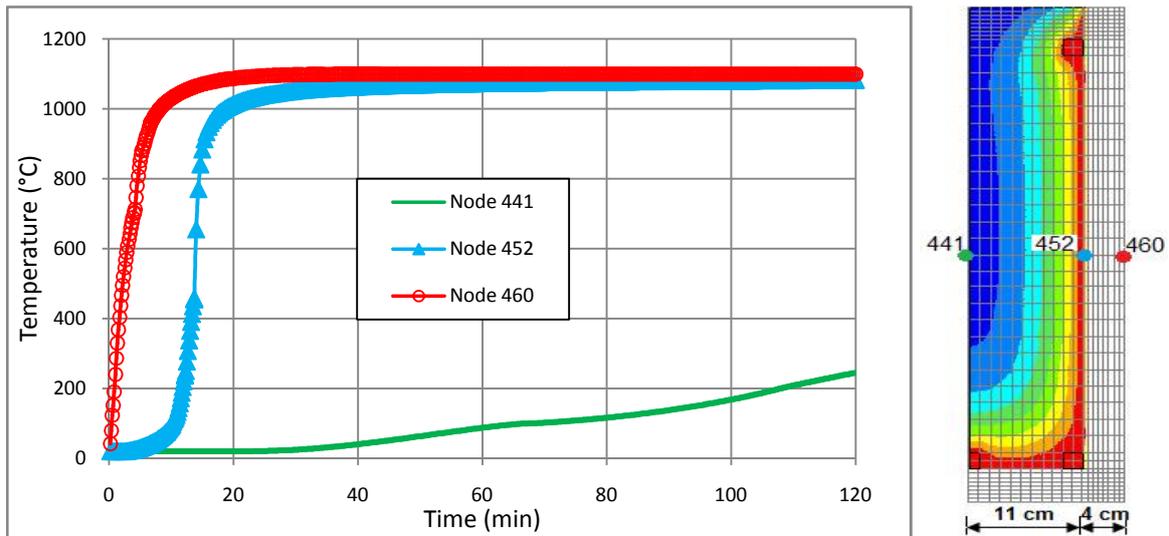


Figure 4.8 Évolution de la température à différentes profondeurs dans une section écaillée sur trois faces

D'après cette figure, il est clair que la température diminue au fur à mesure qu'on s'éloigne de la surface exposée vers le centre de la poutre. Au bout de 15 minutes le nœud 452 atteint une température de 1000 °C par contre le nœud du noyau (441) n'atteint que 245 °C après deux heures d'exposition au feu HC. C'est à dire sur une épaisseur de 15 cm (nœud (441)-nœud (460)), la différence de température est de l'ordre de 850°C. Ce qui montre que le béton présente des bonnes propriétés en termes d'isolation thermique. En outre le détachement du revêtement d'enrobage accélère ainsi le transfert thermique et conséquemment une augmentation considérable de température. Cela est expliqué par la concordance que l'on constate clairement entre les deux courbes (nœud (452) nœud (460)).

De manière similaire nous présentons sur la figure 4.9 l'évolution de la température des mêmes nœuds de la section transversale d'une poutre non écaillée.

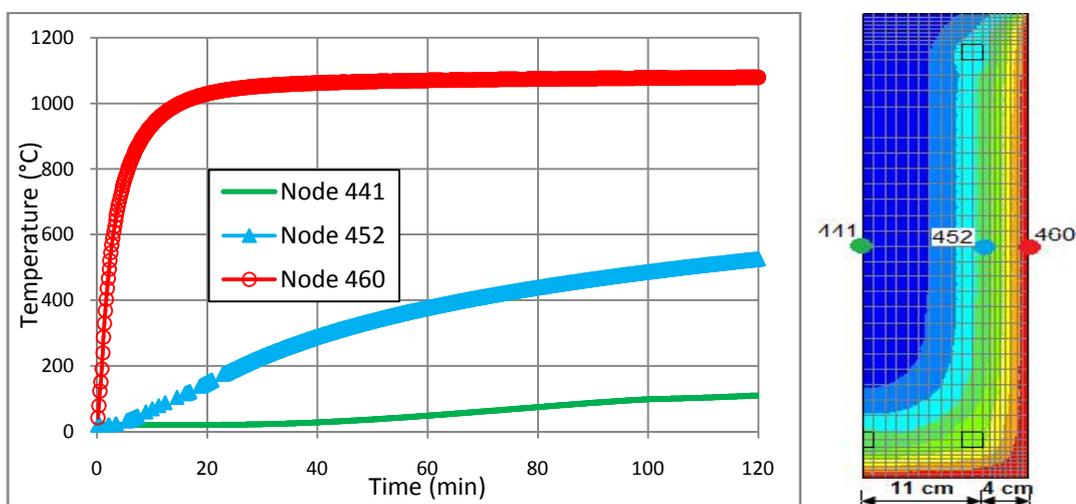


Figure 4.9 Évolution de la température à différentes profondeurs dans une section non écaillée

Cette fois-ci le nœud 452 présente une élévation de température assez lente par rapport à celle qui a été enregistrée pour la section écaillée. Cette évolution est concrétisée par une faible pente de progression au cours du temps, avec une vitesse de montée en température de l'ordre de 5 °C/min. d'autre part le nœud 441 idéalisant la position du centre de gravité de la section n'atteint qu'une température de 106° C après 120 minutes d'exposition au feu. En conséquence le béton, qui ne transmet que faiblement les flux de chaleur, aura une température au centre bien plus faible que la température extérieure.

La figure 4.10, montre l'évolution de la température dans l'armature d'angle la plus exposée au feu (avec et sans prise en compte du phénomène d'écaillage). On remarque une forte évolution de la température dans l'acier du béton écaillé (Courbe en bleu) et qui atteint les 1100°C au bout de 30 minutes. A cette température toutes les propriétés de résistance et de raideur des deux matériaux deviennent quasi nulles. Cette augmentation considérable est due principalement au détachement de béton d'enrobage mettant les armatures à nu, qui seront ainsi exposées directement à la source de flamme.

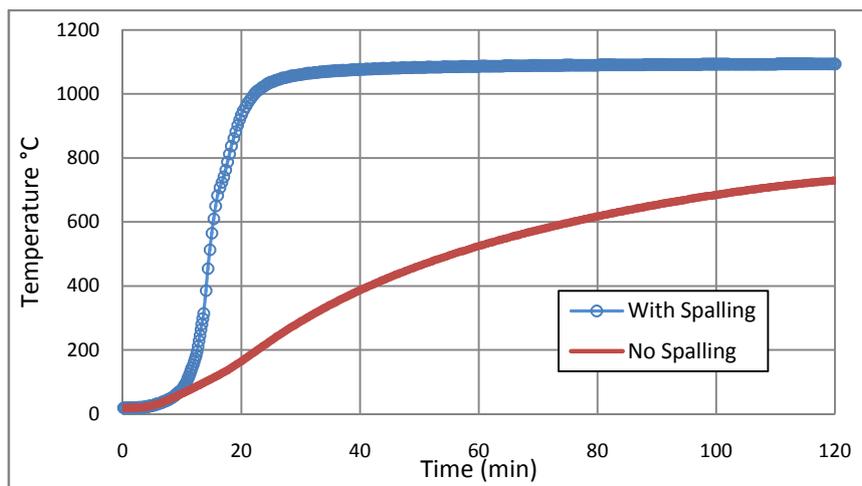


Figure 4.10 Évolution de la température dans l'acier

4.9. Analyse mécanique

Dans cette analyse, la poutre est discrétisée longitudinalement au moyen d'éléments de type à 3 nœuds. Les sections transversales des éléments de la poutre sont divisés en fibres correspondent à celles définies dans l'analyse thermique.

La poutre est soumise à une charge linéaire de 40 kN/m et discrétisée en 21 nœuds et 10 éléments comme le montre la figure suivante:

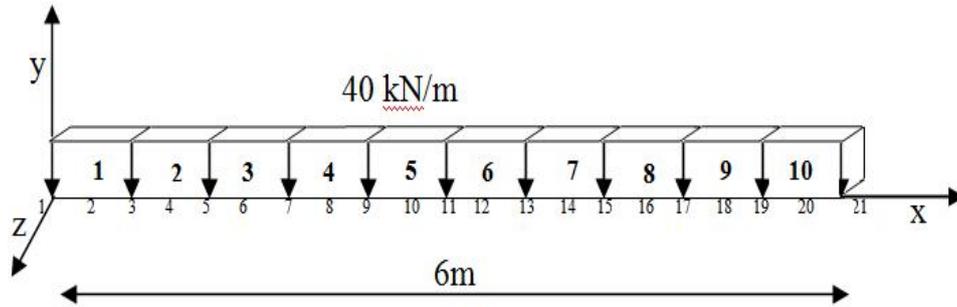


Figure 4.11 Schématisation de la poutre considérée

4.9.1. Évolution des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre non écaillée

La figure 4.12, met en évidence la répartition des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre en fonction du temps. La partie comprimée qui se trouve du côté non chauffé présente une distribution uniforme des contraintes. Au cours du temps, lorsque la température croît rapidement, le gradient thermique, qui se développe dans la section chauffée, peut endommager le matériau. Cet endommagement est du aux contraintes importantes induites par la différence de température entre la surface chauffée et le noyau de la section. A cet instant la distribution des contraintes n'est plus uniforme.

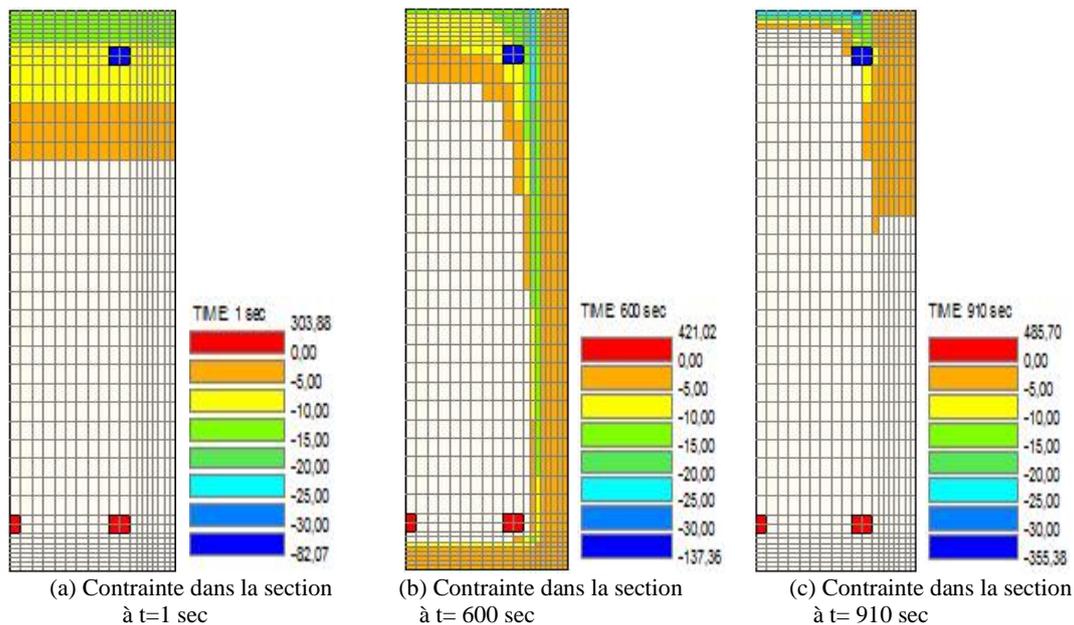


Figure 4.12 Répartition des contraintes thermomécaniques en fonction du temps

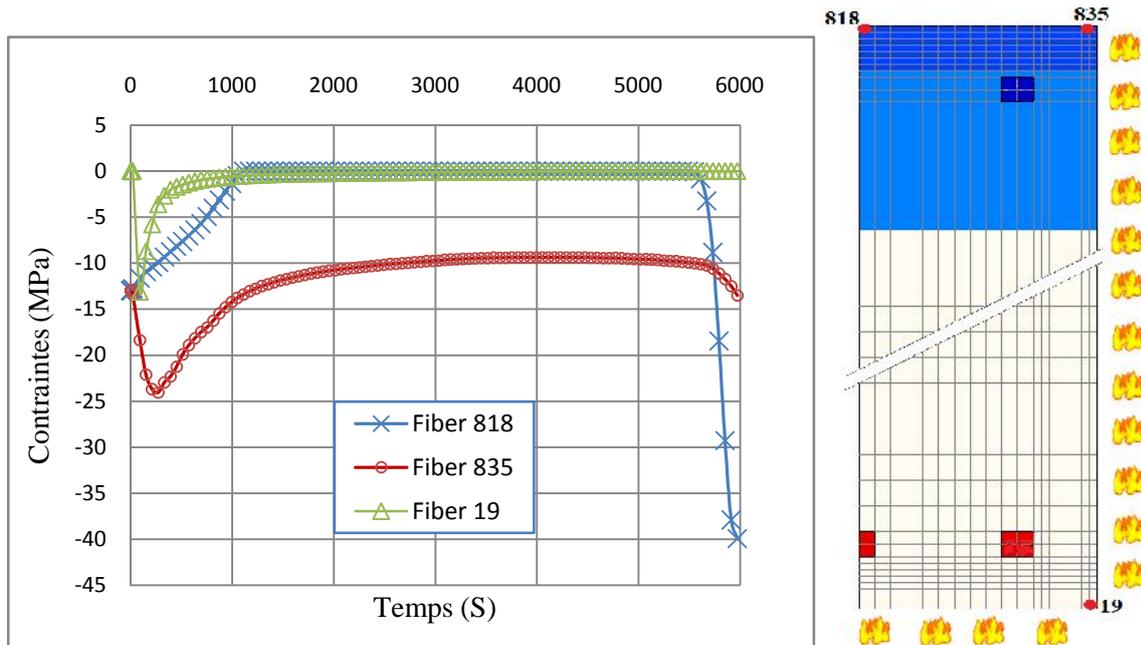


Figure 4.13 Évolution des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre non écaillée.

La figure 4.13 illustre les courbes de l'évolution des contraintes thermomécaniques dans la section de la poutre non écaillée. Nous constatons qu'au début d'exposition au feu, les fibres (818 et 835) se trouvant respectivement au milieu et dans l'angle de la face supérieure de la poutre, sont sollicitées par une contrainte de compression de -12,99 MPa.

Pour la fibre 818 qui appartient à un élément éloigné de la sollicitation thermique, sa contrainte diminue progressivement au cours du temps jusqu'à ce que sa valeur devienne nulle à 1112 secondes, elle garde ensuite une valeur constante jusqu'à 5552 seconde, à cet instant et quand le béton commence à s'endommager, cette fibre subit une contrainte de compression maximale de -40MPa correspondant à un temps de rupture de 5972 seconde.

Par conséquent, la courbe représentant la contrainte dans la fibre 835 située dans l'angle de la poutre, connaît une augmentation progressive quasi-linéaire jusqu'à ce qu'elle atteigne une contrainte maximale de -24,05 MPa. Ultérieurement et suite à l'augmentation de la température dans la section du béton, cette courbe diminue jusqu'à une valeur de contrainte -10MPa, valeur qui reste constante jusqu'au 5732 secondes, puis elle s'incurve jusqu'à la rupture.

D'autre part, la fibre 19 se trouvant dans l'angle de la face inférieure exposée au feu, malgré que cette zone est sollicitée en traction, cette fibre enregistre une contrainte maximale de compression de -13.12 MPa au bout de 60 secondes. Celle-ci est causée par la dilatation thermique empêchée, générant des contraintes de compressions parallèles à la surface chauffée.

On enregistre ici que à cause de la répartition inégale des températures, la fibre exposée au feu se dilate bien plus que les fibres supérieures plus froides. Ceci provoque une courbure de l'élément.

4.9.12. Variation du module de l'acier en fonction de la température

Le module tangent, représentant la rigidité de la poutre, diminue au fur et à mesure que la température augmente et il atteint une valeur minimale proche de zéro une fois que la ruine est atteinte (figure 4.14).

Malgré la grande conductivité thermique que possède l'acier, qui lui permet d'absorber la chaleur beaucoup plus rapidement que le béton, on constate à partir de la figure précédente qu'il perd totalement sa résistance initiale au bout de 15 min d'exposition au feu HC, et ce quand la couche d'enrobage est totalement disparue (Courbe rouge section écaillée). Par conséquent, le béton d'enrobage de la section non écaillée a un effet ralentisseur sur la diminution de la conductivité thermique de l'acier, ce qui lui confère une meilleure résistance (courbe bleue).

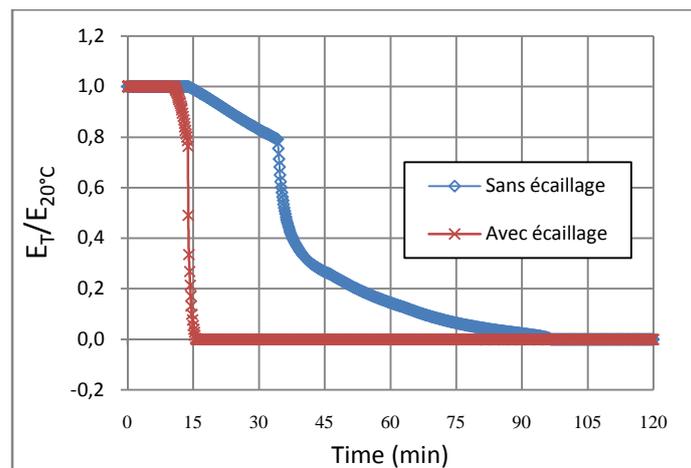


Figure 4.14 Réduction du module tangent de l'acier en fonction du temps

Nous exposons maintenant les résultats de l'analyse structurale des trois poutres:

4.10 Poutre écaillée sur les trois faces

4.10.1. Poutre simplement appuyée

A la figure 4.15 nous présentons les déplacements transversaux à mi-travée de la poutre, pour un écaillage global se manifestant le long de la poutre (figure 4.15b) et un écaillage localisé en son milieu, c.-à-d. à l'endroit le plus sollicité par le moment de flexion maximum (élément 5 et 6 figure 4.15a).

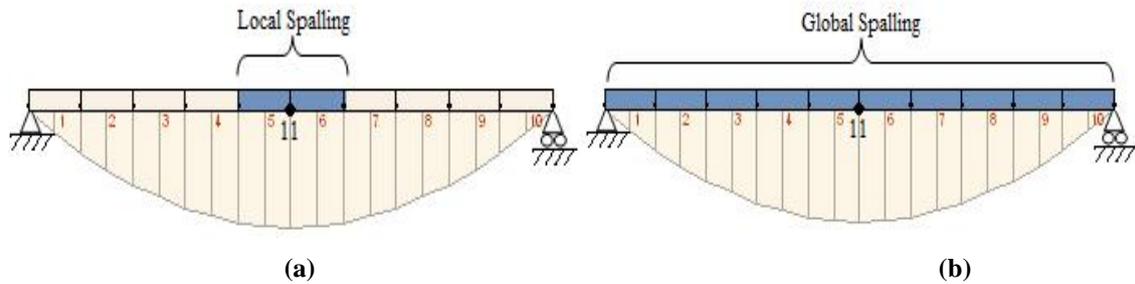


Figure 4.15 Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée

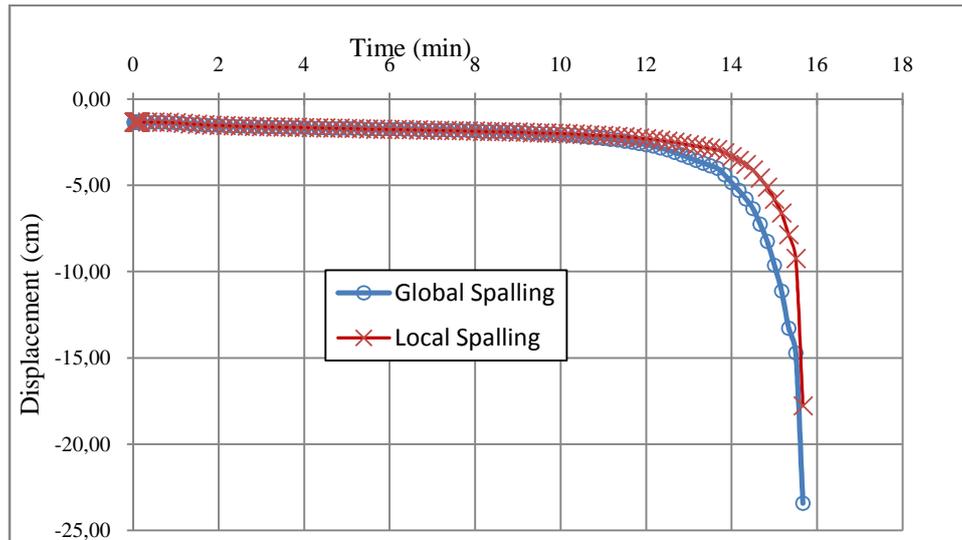


Figure 4.16 Déplacement transversal à mi-portée de la poutre

Dans le cas de l'écaillage global, le nœud 11 (à mi-portée de la poutre) subit un déplacement maximal de 23.43 cm, correspondant à un temps de rupture de 15 min et 30 secondes. Par conséquent l'écaillage local engendre un déplacement de 17.80 cm pour un temps de rupture de 15 min et 30 secondes.

D'après cette simulation, Il est clair que les résultats obtenus sont presque identiques pour les deux types d'écaillages, ce qui semble logique, car dans un système isostatique la formation d'une seule rotule plastique est suffisante pour provoquer la ruine de la structure, celle-ci se développe à mi travée de la poutre (Nœud 11).

4.10.2. Poutre encastrée-appuyée

D'après le diagramme du moment fléchissant (Figure 4.17), les sections critiques exposées au feu et les plus sollicitées par le moment max se trouvent au niveau de l'encastrement et en travée à ($x=5l/8$). On se place dans le cas le plus défavorable et on suppose que l'écaillage local se produit aux éléments (6 et 7) de la poutre.

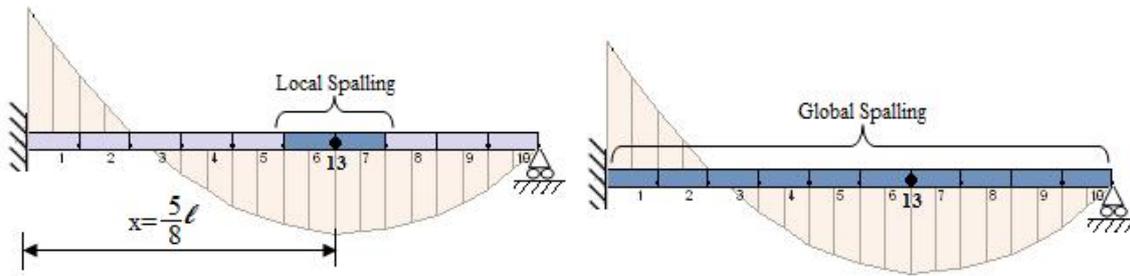


Figure 4.17 Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée

La figure 4.18 illustre les déplacements transversaux pour le nœud 13.

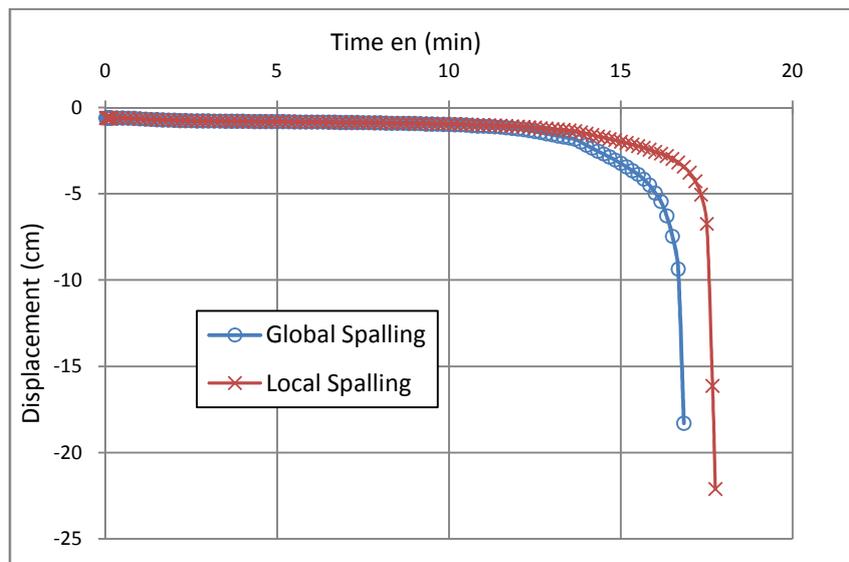


Figure 4.18 Déplacement-Temps de rupture du nœud 13

Nous remarquons que le déplacement maximal pour un écaillage local est environ de 22.11cm correspondant à un temps de ruine de (17 min 45 secondes). Tandis que l'écaillage global provoque la ruine de la poutre à 16min et 50 secondes avec un déplacement maximal de 18.30cm.

Au regard des résultats obtenus, nous constatons une évolution relative de la résistance au feu de la poutre (80 secondes). Cela est dû principalement au changement du système d'appui. (L'ajout d'un encastrement a permis de modifier le mécanisme de ruine).

4.10.3. Poutre bi-encastree

Pour la poutre bi-encastree representee a la figure 4.19. Nous avons considere un ecaillage local suppose apparaitre a mi travée de la poutre (éléments 5 et 6, endroit où règne le moment max de la face exposée). Les résultats des déplacements transversaux sont présentés sur la figure 4.20.

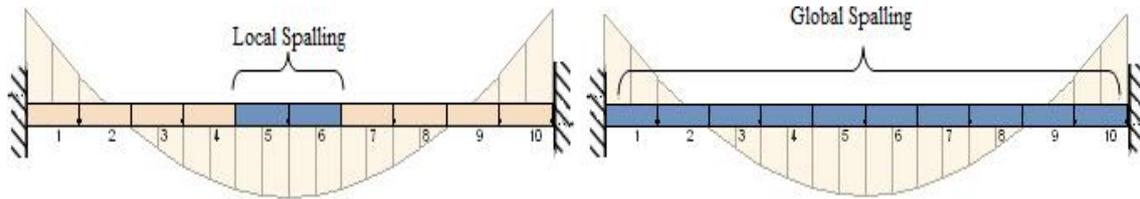


Figure 4.19 Diagrammes du moment fléchissant avec représentation de la zone écaillée

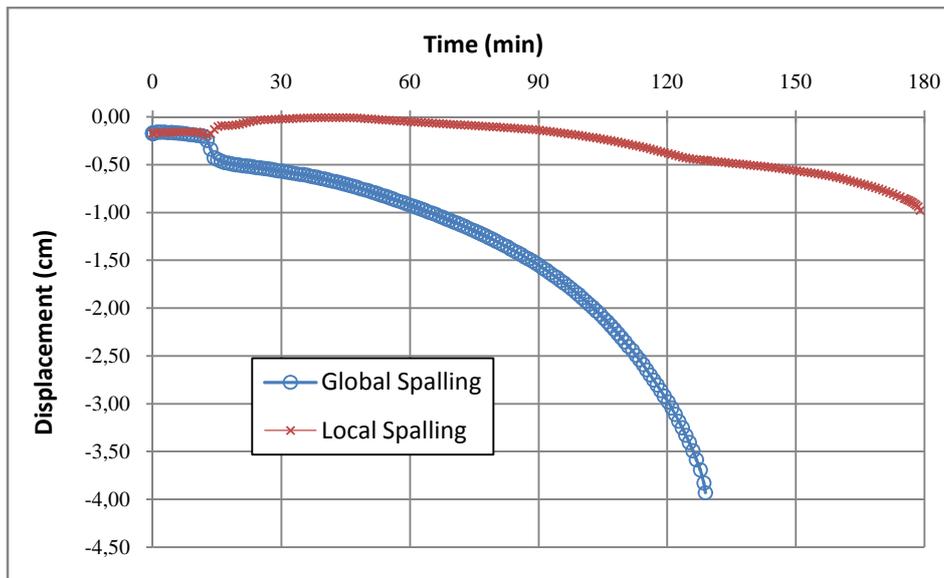


Figure 4.20 Déplacement transversal à mi-portée de la poutre

L'analyse prudente de ces courbes permis de constater clairement une forte évolution de la résistance au feu de la poutre. Où nous avons enregistré un temps de ruine de 180min et 55 secondes pour l'écaillage local correspondant à un déplacement de 0,98 cm. Par conséquent l'écaillage global entraîne un déplacement de 3.93 cm pour un temps de ruine de 129 min et 20 secondes. Ce qui montre l'influence considérable du degré d'encastrement sur le comportement mécanique des structures sous l'effet des actions thermiques.

Les résultats de cette simulation sont récapitulés sur le tableau suivant:

Scénario		Poutre simplement appuyée	Poutre encadrée-appuyée	Poutre bi-encadrée
Écaillage local	Déplacement (cm)	17.80	22.11	0.98
	Temps de rupture (min)	15.50	17.75	180.92
Écaillage global	Déplacement (cm)	23.43	18.30	3.93
	Temps de rupture (min)	15.50	16.83	129.33
Sans écaillage	Déplacement (cm)	30.00	29.40	5.10
	Temps de rupture (min)	99.67	154.17	302

Tableau 4.2 Déplacement transversal en fonction du temps de rupture pour chaque type de poutre

Les histogrammes suivants illustrent graphiquement les résultats de ce tableau:

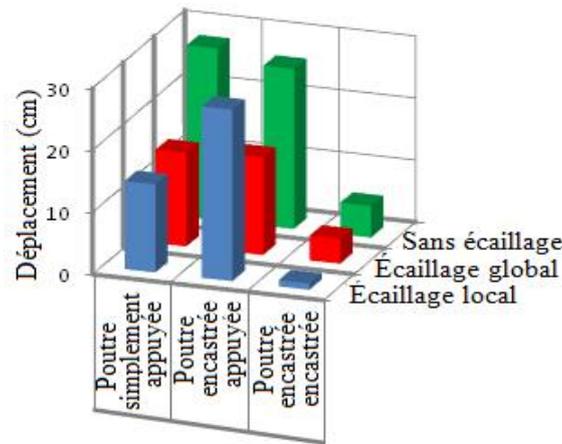


Figure 4.21 Comparaisons des déplacements transversaux des différents types de poutres

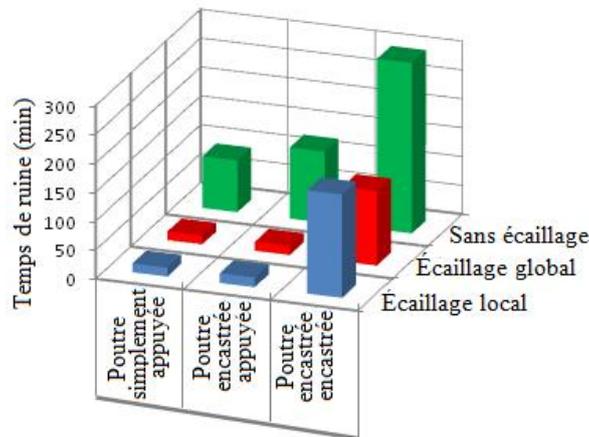


Figure 4.22 Comparaisons des temps de rupture des différents types de poutres

4.11. Poutre écaillée d'une seule face

De manière similaire, nous rassemblons ci-dessous les résultats des déplacements transversaux ainsi que les temps de rupture correspondant à chaque scénario et selon les différentes conditions aux limites:

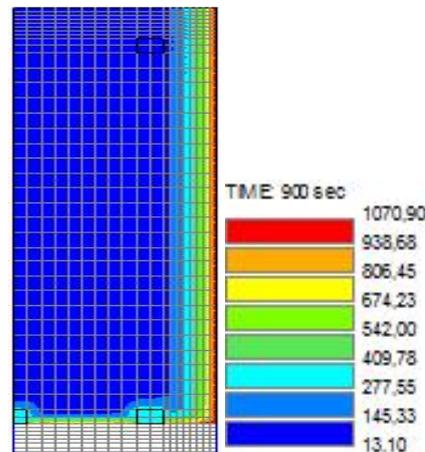


Figure 4.23 Évolution de la température dans une section écaillée sur une seule face (t=15min)

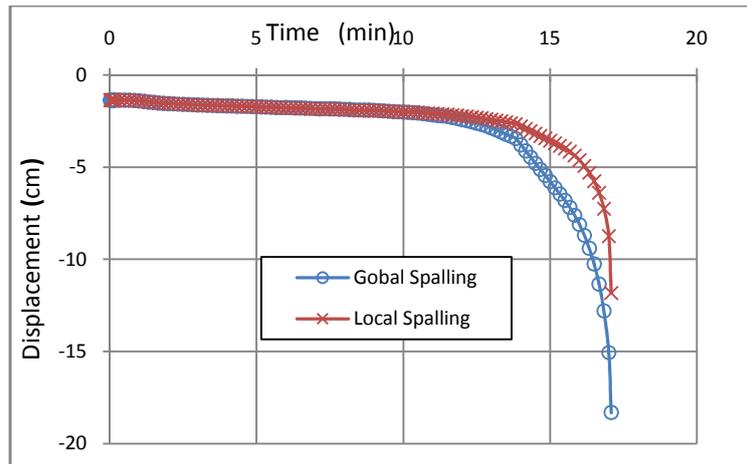


Figure 4.24 Déplacement-Temps de rupture à mi-portée de la poutre (Poutre simplement appuyée)

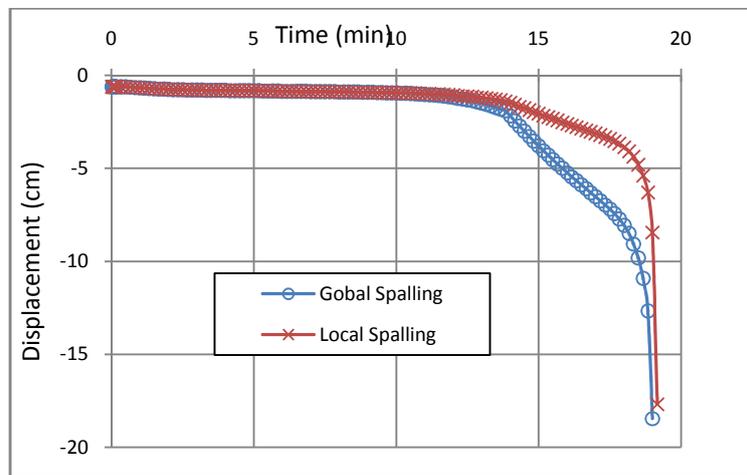


Figure 4.25 Déplacement transversal du nœud 13 au cours du temps (Poutre encastrée-appuyée)

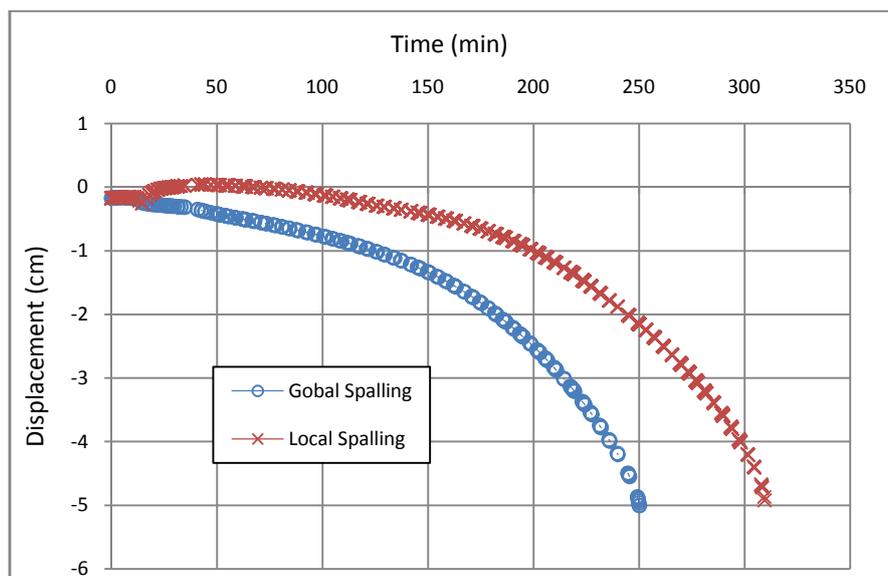


Figure 4.26 Déplacement-Temps de rupture à mi-portée de la poutre (Poutre bi-encastrée)

Le tableau suivant regroupe les résultats de cette simulation:

Scénario		Poutre simplement appuyée	Poutre encadrée-appuyée	Poutre bi-encadrée
Écaillage local	Déplacement (cm)	11.80	17.70	04.90
	Temps de rupture (min)	17.08	19.17	309.50
Écaillage global	Déplacement (cm)	18.30	18.40	05.00
	Temps de rupture (min)	17.08	19.00	250.08
Sans écaillage	Déplacement (cm)	27.70	25.80	05.10
	Temps de rupture (min)	89.67	123.33	295.50

Tableau 4.3 Déplacement transversal en fonction du temps de rupture pour chaque type de poutre

Les résultats mentionnés ci-dessus d'une poutre écaillée d'une seule face, confirme une nouvelle fois le rôle crucial des conditions d'appuis sur le comportement des structures en situation d'incendie. La conséquence directe en est que, tout comme pour les charges statiques, l'hyperstaticité du système apporte un surplus considérable de résistance des structures vis-à-vis de l'incendie.

4.12. Volume du béton écaillé

Le tableau ci-après donne des indications sur le pourcentage du volume total du béton écaillé des poutres analysées ci-dessus.

Scénario	Poutre écaillée sur les trois faces	Poutre écaillée d'une seule face
Écaillage local	6.67 %	01.33 %
Écaillage global	33.00 %	06.67%
Sans écaillage	////	////

Tableau 4.4 Volume total du béton écaillé

Si l'écaillage se produit le long de la poutre et sur les trois faces exposées au feu, le volume total du béton détaché résultant de ce phénomène peut atteindre 33% du volume total de la poutre (c.-à-d.une réduction de 33% de la section résistante). Cette valeur importante constitue effectivement une véritable menace pour la stabilité de la structure et pouvant ainsi conduire à une rupture prématurée de celle-ci.

4.13. Influence de nombre de barre d'armatures inférieures sur le comportement au feu des poutres écaillées

Nous étudions maintenant l'impact du nombre de barre d'armatures de la nappe inférieure sur le comportement thermomécanique des poutres en situation d'incendie avec/et sans prise

en compte de l'écaillage du béton. A cet effet, nous avons compensé la nappe d'armatures inférieure de la poutre étudiée précédemment ($3\text{Ø}20$ de section 9.42 cm^2) par une section de 9.58 cm^2 avec 5 barres d'armatures ($4\text{Ø}16+1\text{Ø}14$). La poutre considérée est exposée au feu HC sur les trois faces, la quatrième face est adiabatique. Dans cette analyse, le phénomène d'écaillage est supposé apparaître sur le long des trois faces de la poutre.

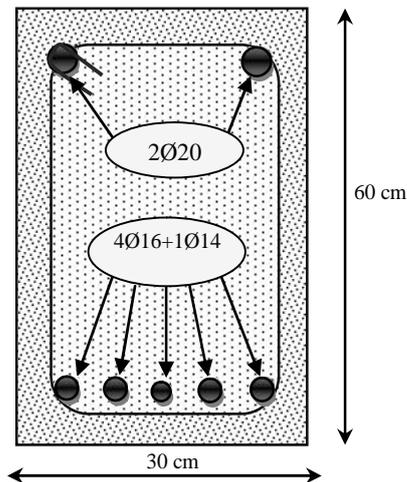


Figure 4.27 Détails de la section transversale de la poutre considérée

Dans ce qui suit, nous présentons les résultats des courbes déplacement-temps de ruine pour les deux types de ferrailage, tout en gardant les mêmes conditions aux limites.

Poutre simplement appuyée sans écaillage

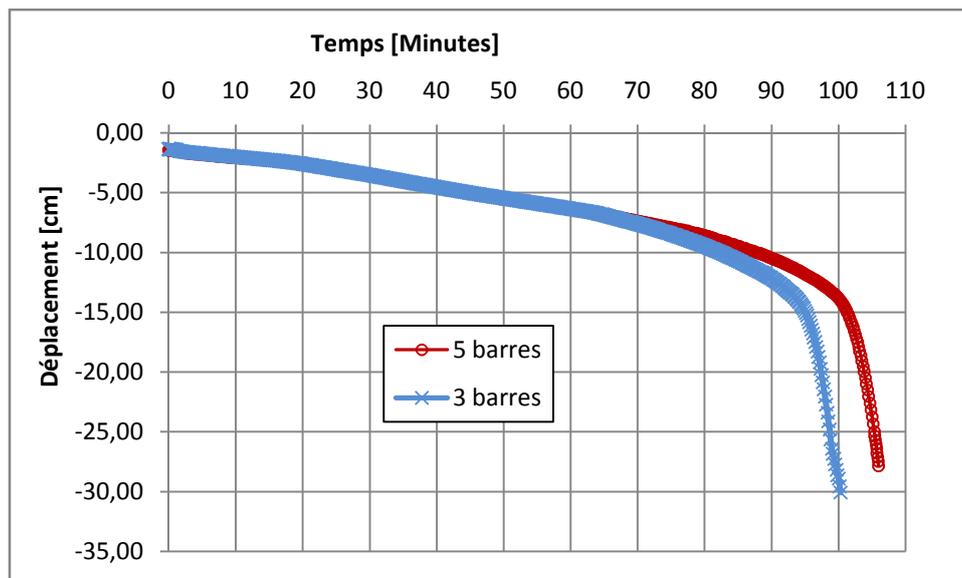


Figure 4.28 Déplacement transversal-Temps de rupture (simplement appuyée sans écaillage)

Poutre simplement appuyée avec écaillage

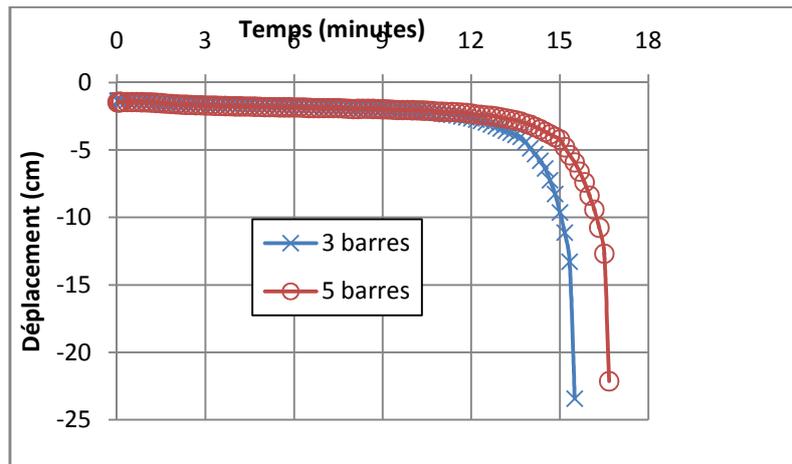


Figure 4.29 Déplacement transversal-Temps de rupture (simplement appuyée avec écaillage)

Poutre encastrée-appuyée avec écaillage

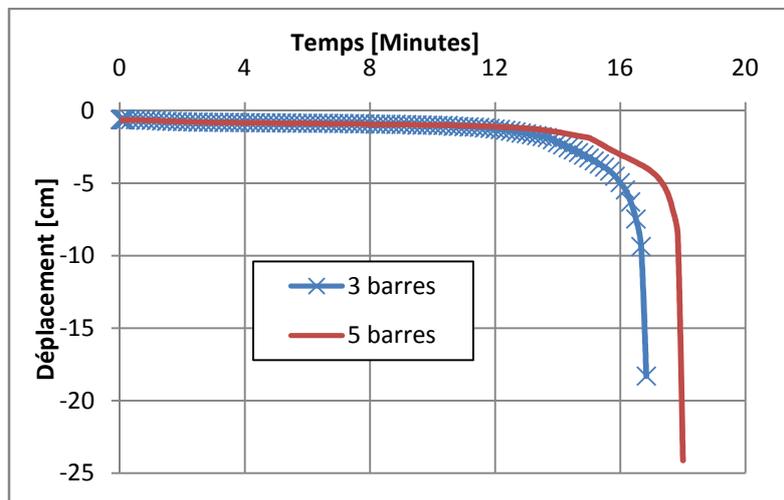


Figure 4.30 Déplacement transversal-Temps de rupture (encastrée-appuyée avec écaillage)

Poutre encastrée-appuyée sans écaillage

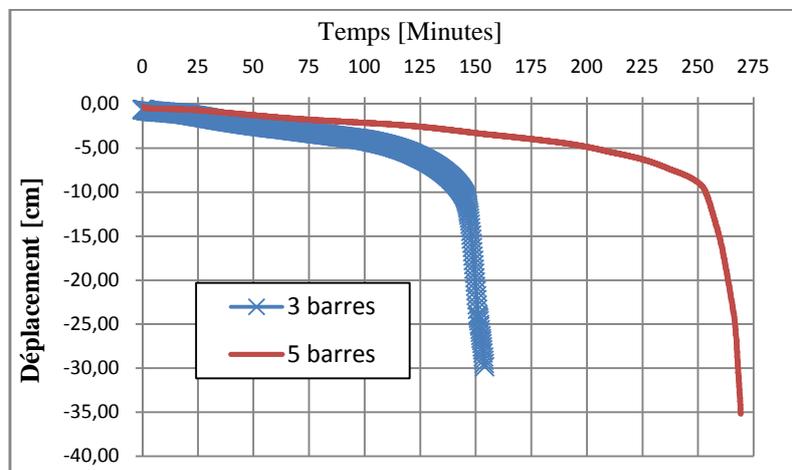


Figure 4.31 Déplacement transversal-Temps de rupture (encastrée-appuyée sans écaillage)

Poutre Bi-encastée avec écaillage

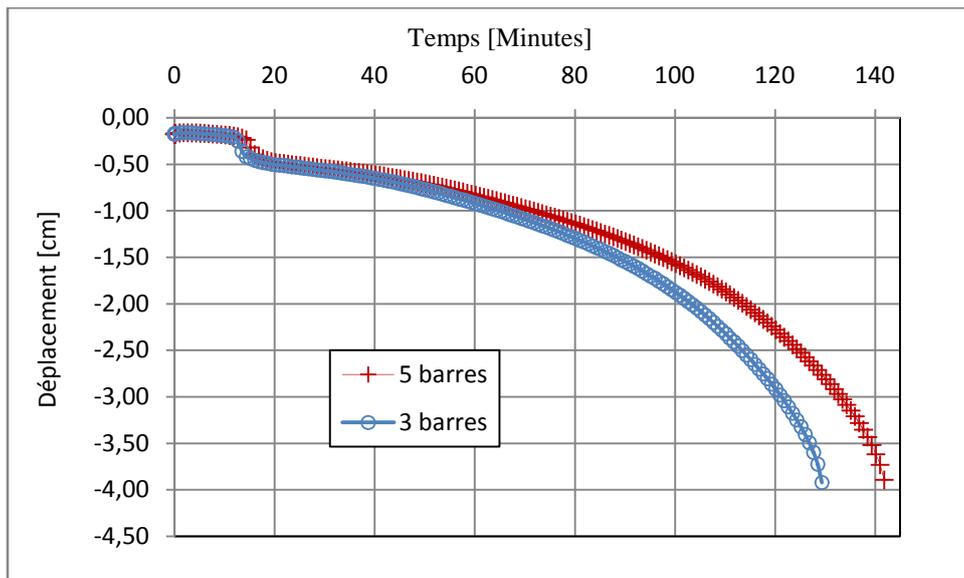


Figure 4.32 Déplacement transversal-Temps de rupture (encastée- encastée avec écaillage)

Poutre Bi-encastée sans écaillage

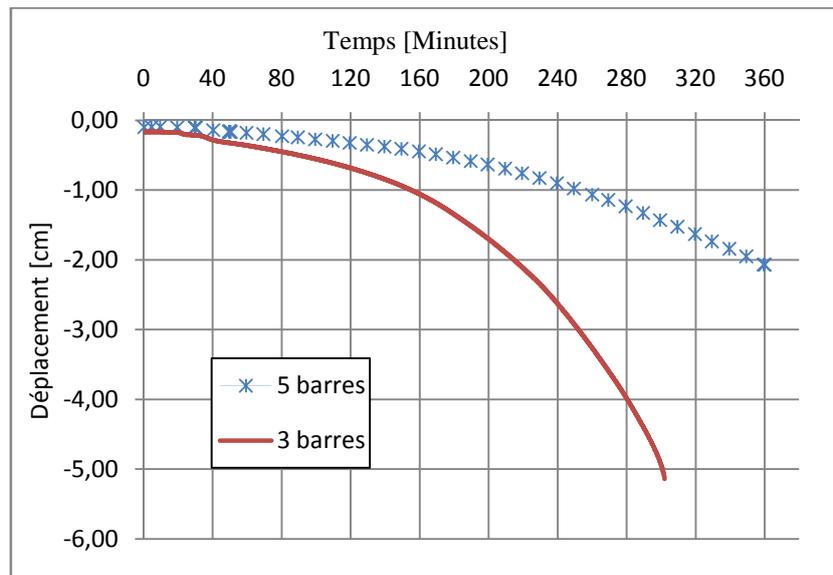


Figure 4.33 Déplacement transversal-Temps de rupture (encastée- encastée sans écaillage)

Les courbes «déplacement-temps de ruine» obtenues à partir de cette analyse ont permis de comparer le déplacement maximal et le temps de ruine pour les différents types de ferrailage, avec et sans prise en compte du phénomène d'écaillage.

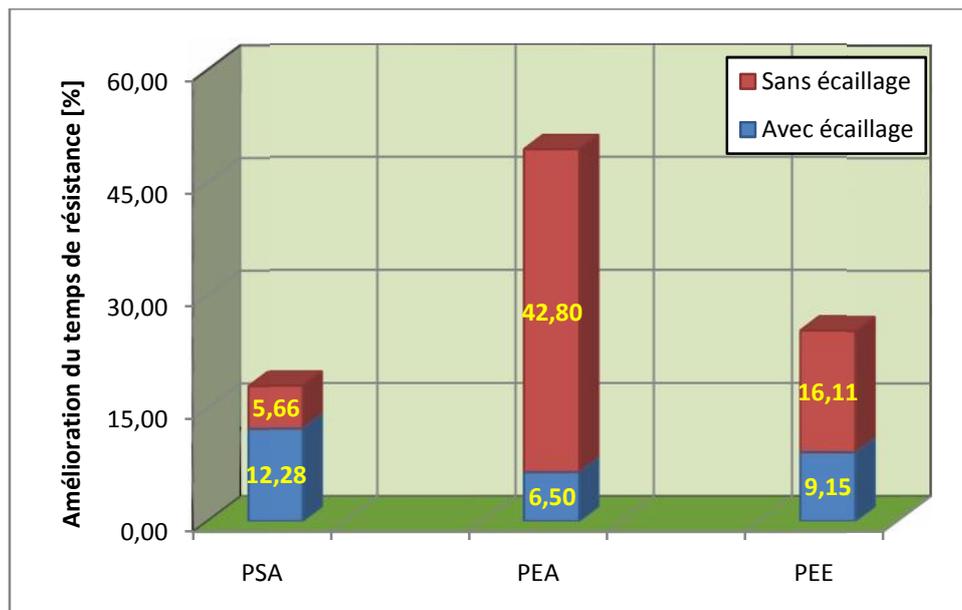
Le tableau suivant récapitule les résultats de cette simulation numérique pour les deux scénarios:

Scénario		Poutre simplement appuyée		Poutre Encastrée-Appuyée		Poutre Encastrée-Encastrée	
		Type de ferrailage		Type de ferrailage		Type de ferrailage	
		3 barres	5 barres	3 barres	5 barres	3 barres	5 barres
Avec écaillage	Déplacement (cm)	23.43	22.13	18.30	24.12	3.93	3.89
	Temps de rupture (min)	15.50	17.67	16.83	18	129.33	142
Sans écaillage	Déplacement (cm)	30.00	27.83	29.40	35.16	5.10	2.07
	Temps de rupture (min)	99.67	106	154.17	269.25	302	360

Tableau 4.5 Déplacement transversal-temps de rupture pour chaque type de poutre

L'examen attentif de ce tableau, montre de manière contestable, que le nombre de barre de la nappe inférieure, améliore considérablement le comportement au feu des poutres en béton armé, notamment pour les poutres encastrées.

L'histogramme suivant illustre graphiquement l'effet du nombre de barre de la nappe inférieure sur l'évolution du temps de résistance en pourcentage.



PSA: Poutre simplement appuyée; **PEA:** Poutre Encastrée-Appuyée; **PEE:** Poutre Encastrée-Encastrée

Figure 4.34 Amélioration du temps de résistance des différentes poutres

4.13.1. Évolution du temps de résistance

L'effet positif de nombre de barre de la nappe inférieure sur l'évolution du temps de résistance est clairement constaté pour toutes les poutres et selon les différentes conditions aux limites. Ces poutres enregistrant un gain de résistance important, notamment pour le cas où le phénomène d'écaillage n'a pas été pris en considération. La valeur maximale enregistrée lors de cette simulation est celle de la poutre (Encastrée-Appuyée), où nous avons enregistré

un gain de résistance de 115.25 minute. Pour la poutre encastree-encastree le gain de résistance est de l'ordre de 58 minutes et celui de la poutre simplement appuyée est environ de 6 minutes. En pourcentage le gain de résistance varie entre 5.66 % et 42.80 % et dépend, entre autres, du nombre de barres additionnées et des conditions aux limites;

4.13.2. Déformée des poutres

Le critère de la déformée est très important lors de l'évaluation de la rupture d'une structure. L'augmentation rapide de la flèche est considérée comme un indicateur d'un effondrement imminent de la structure [SEPT, 2001]

D'après le tableau 4.5, il est clair que la déformée des poutres simplement appuyées est plus grandes que celles des autres poutres, car les moments résistants aux niveaux des encastremets s'opposent à la rotation des poutres, empêchent celles-ci de tourner aux extrémités et produisent donc des déformées moins excessives par rapport aux poutres simplement appuyées.

4.13.3. Effet de l'encastrement

L'effet de l'encastrement sur la réponse au feu des poutres en béton armé peut être établi en étudiant les résultats de l'analyse sur les poutres (Bi-encastree et encastree-Appuyée). L'encastrement axial d'une poutre, lorsqu'elle est exposée au feu, peut développer une force axiale importante variant avec le temps d'exposition au feu.

Le développement de cette force supplémentaire modifie les contraintes internes dans la poutre (y compris les contraintes de traction), ce qui pourrait influencer les conditions d'écaillage induit par le feu [KODR, 2008].

4.14. Discussions

Quand la température croît, le béton commence à s'écailler au fur et à mesure jusqu'à la disparition totale de la couche d'enrobage, ce qui conduit à la réduction de la section résistante du béton de 33 %. A cet instant la capacité portante de l'élément s'affaiblit sous l'action de contraintes thermiques excessives et devient égale puis inférieure à la contrainte appliquée. Suite à cela, une rotule plastique (mécanisme) se forme alors dans la section la plus sollicitée. Pour une poutre isostatique, il suffit d'une seule rotule plastique pour que le système devient déformable, pour qu'il y ait ruine de la poutre. Par contre, pour un système hyperstatique, plusieurs rotules plastiques doivent se former avant que le système ne soit déformable.

Dans le cas de la poutre bi-encastree, les extremités sont bloquées par des encastremments empêchant leur déplacement axial, la flèche se réduit par rapport à celle qui se produit dans le cas des appuis libres et sa stabilité est fortement augmentée. C'est le cas, d'une poutre d'un portique multiple, où la raideur des poteaux situés de part et d'autre s'oppose à ce déplacement.

4.15. Conclusion

Jusqu'à présent, aucun modèle existant peut prédire avec précision la probabilité et l'occurrence du risque d'écaillage du béton. Tandis que sa prédiction au cours du chauffage à été largement basée sur des approches expérimentales (Maraveas [MARA, 2014]).

Pour le cas traité dans ce chapitre, nous considérons la poutre soumise à l'action de la courbe (HC) sur les trois faces. Ce choix est justifié par le fait que la probabilité d'occurrence et l'intensité de l'écaillage est plus élevée si le feu est appliqué sur plusieurs faces que sur une seule face de la structure Hkoury et al. [HKOU, 2000].

A cet effet deux situations ont été ciblées:

Dans la première situation, nous avons choisi le cas le plus défavorable, c'est-à-dire nous avons supposé que l'écaillage se produit tout le long de la poutre et sur les trois faces chauffées. Bien que ce n'est évidemment pas toujours le cas, car l'éclatement de béton se manifeste généralement dans les endroits les plus exposés aux températures élevées et les plus sollicités par le moment fléchissant maximum. Cela nous amène dans la seconde situation, à considérer un écaillage local, celui-ci est supposé apparaître à l'endroit où règne le moment fléchissant maximal de traction.

A l'issue de cette étude les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Le temps de rupture par écaillage est nettement inférieure au temps de déclenchement de la phase de refroidissement au cours des incendies «naturels» ou paramétriques (Annexe A [EUR1, 2002]).
- Comparativement au système isostatique, le système hyperstatique présente une performance structurale considérable vis-à-vis au feu,
- La disparition totale du béton d'enrobage est enregistrée à un temps de 13 minutes alors que la rupture s'est produite à 15 minutes et 10 secondes, autrement dit immédiatement après le détachement de la dernière couche du béton d'enrobage. Ceci met en exergue l'importance du revêtement d'enrobage.

- Afin de limiter la température au niveau des armatures métalliques et éviter un éventuel écaillage, il est recommandé de mettre en place une épaisseur suffisante de recouvrement de béton ou protéger celui-ci par un matériau isolant.
- Dans le cas d'écaillage, l'éjection du béton sous forme d'écailles en surface du béton susceptible, en plus de la réduction de la section résistante du béton, de mettre à nu les armatures métalliques et de les exposer ainsi directement aux températures élevées pouvant atteindre les 700°C au bout de 12 min , température à laquelle l'acier n'a plus que 23 % de sa résistance initiale [EUR2, 2005] (réduction de la résistance mécanique et du module tangent), ce qui conduit à une rupture brutale de la structure. Par ailleurs, le béton non écaillé, compte tenu de sa faible conductivité thermique qui lui confère une bonne capacité isolante, permet de retarder de façon notable la montée en température. Ce qui préserve l'acier d'armatures d'une température excessive, donc d'une perte de résistance précoce.
- Il est intéressant de noter que le mécanisme de ruine des trois types de poutre avec les différentes conditions aux limites, reste le même que pour le calcul statique. Par conséquent le temps de rupture est considérablement affecté par l'écaillage.
- Le blocage de la rotation au niveau de l'appui réduit considérablement le déplacement transversal maximal de la poutre. Cela confirme les résultats obtenus par les travaux de Linus et al. [LINU, 2004].

Conclusion générale et perspectives

L'objectif visé dans le cadre de cette thèse est d'apporter une contribution à la modélisation numérique du phénomène d'écaillage du béton, lorsque ce dernier est soumis à des hautes températures. Pour ce faire, nous avons présenté quelques rappels et généralisations sur le matériau béton, et son comportement à des températures élevées. Nous avons constaté que; suite à sa grande complexité, la prévision de son comportement sous hautes températures s'avère très compliquée.

Les résultats issus des différentes études réalisées ont montré que le béton subit d'importantes dégradations quand il est soumis à des températures élevées. D'une manière générale, une baisse des performances mécaniques résiduelles des bétons est détectée (diminution de la résistance en compression, de la résistance en traction et réduction du module d'élasticité). Cette instabilité thermique se traduit par un comportement explosif (éclatement) ou par un écaillage du béton.

Par ailleurs, trois approches sont recensées pour expliquer le phénomène d'écaillage et d'éclatement du béton, à savoir :

- ▶ La première approche est basée sur le processus thermo-hydrique généré par les fortes pressions de vapeur d'eau dans les pores du béton.
- ▶ La deuxième approche est liée au processus thermo-mécanique généré par la dilatation thermique empêchée.
- ▶ La troisième approche combine la formation de pression de vapeur d'eau et la dilatation thermique empêchée.

Les recherches montrent que l'écaillage et l'éclatement du béton sont difficiles à évaluer, et que la prévision du comportement du béton sous hautes températures s'avère très compliquée.

La difficulté et la complexité sont dues essentiellement au nombre important de facteurs influençant le phénomène: la résistance initiale du béton à la compression, la teneur en

humidité, la masse volumique, l'intensité du feu, les dimensions et la forme des échantillons, l'armature latérale, les conditions de chargement et le type de granulats.

Par ailleurs, il a été expérimentalement prouvé que le remède le plus efficace face à l'écaillage du béton est l'addition de fibres polypropylène. Cette procédure permet de diminuer les surpressions liées à la vaporisation de l'eau, et delimitier le risque d'explosion du béton. Les fibres polypropylène fondent autour de 170°C, et de diminuer par voie de conséquence, les contraintes internes liées à l'élévation de la température. Une autre solution consiste en l'utilisation des plaques isolantes ancrées avec des attaches suffisamment longues à la surface du béton.

Expérimentalement, malgré le nombre important des travaux qui ont été entrepris pour évaluer le risque d'écaillage aux laboratoires, des insuffisances ont surgies. Ceci est dû principalement aux coûts élevés des essais, à la taille limitée des fours et à la complexité des phénomènes mis en jeu.

Parallèlement, différents codes de modélisation numérique ont été élaborés pour l'analyse du comportement au feu des structures (ABAQUS, SAFIR, ANSYS...etc.). Ces codes de calculs sont en mesure d'analyser des structures en 2 et 3 dimensions, à base de barres de treillis, de poutres, poteaux et (ou) de plaques. Malheureusement, ces outils numériques présentent l'inconvénient de ne pas pouvoir intégrer le phénomène d'écaillage.

Dans le cadre de ce travail, le code SAFIR a été utilisé. Ce code numérique est largement validé par la communauté scientifique dans le domaine de calcul des structures exposée à l'incendie. Le module thermique du logiciel nous a permis de déterminer l'évolution des températures dans les poutres sous la courbe HC. Les propriétés thermiques du béton et de l'acier sont tirées des normes Eurocodes. Notons ici que l'outil numérique utilisé ne tient pas compte à l'heure actuelle de la détérioration de l'interface, lorsque la température atteint un niveau pour lequel les matériaux entrent dans un comportement non linéaire. En d'autres termes, le contact acier-béton est considéré parfait.

Quant à la modélisation du phénomène d'écaillage, sa prise en considération est réalisée à travers l'élimination progressive du béton d'enrobage. Il s'agit de retirer en une couche d'éléments finis toutes les minutes et dont l'épaisseur vaut 3 ou 5 millimètres, selon le cas étudié, et à chaque fois que les critères d'apparition de ce phénomène sont vérifiés.

L'étude paramétrique menée, porte dans un premier temps sur le développement d'un écaillage généralisé le long de l'élément poutre ou non, et dans un second temps, il a été considéré un écaillage local. Ce dernier est supposé apparaître à l'endroit le plus exposé aux températures élevées, et le plus sollicité par le moment fléchissant maximum. Ce choix est justifié par le fait que l'écaillage se produit au niveau des fibres sollicitées en traction ($\sigma_{traction} > \sigma_{Admissible}$). Pour la poutre fléchie, il se produit dans la zone où règne le moment de flexion maximal. Cette constatation a été confirmée expérimentalement par les travaux de Dwaikat et *al.* [DWAI, 2010].

Les résultats obtenus montrent l'influence importante de l'écaillage sur la stabilité mécanique des éléments structuraux en situation d'incendie, et ce soit par la réduction du temps de ruine et/ou par la réduction de la contrainte de rupture et du module tangent.

En s'appuyant sur les résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Le béton d'enrobage à une influence favorable contre l'écaillage, il joue le rôle d'un ralentisseur sur la diminution de la conductivité thermique de l'acier, ce qui lui confère une meilleure résistance. Par conséquent l'ajout d'une couche d'enrobage supplémentaire, ou un matériau isolant, pourraient être des moyens de protection contre les incendies
- La courbe illustrant l'évolution de la température dans l'armature d'angle, et donc la plus exposée au feu (avec et sans prise en compte du phénomène d'écaillage), présente néanmoins la même allure que celle trouvée par Deeny et *al.* [DEEN, 2008],
- Comparativement au système isostatique, le système hyperstatique présente une performance structurale considérable face au feu, Un appui hyperstatique entraîne une augmentation de la redondance, en réduisant le risque d'un éventuel effondrement par écaillage,
- Les résultats montrent que l'encastrement améliore la réponse au feu des poutres en béton armé, même en cas d'écaillage excessif,
- L'écaillage réduit considérablement le temps de ruine des structures exposée aux incendies,
- Pour améliorer la résistance au feu des éléments en béton armé, il convient de renforcer la partie tendue exposée au feu à travers l'augmentation de nombre de barres d'armatures, tout en gardant la même section d'armatures,
- Notons ici par conséquent, qu'on n'a pas pu faire modéliser des essais expérimentaux, vu le manque de données (paramètres, coefficients thermiques ...etc.) et n'ayant pas

non plus trouvé de tels résultats dans la bibliographie. Mais qualitativement on a obtenu le même comportement thermo-mécanique observé expérimentalement par Dwaikat et *al.* [DWAI, 2010],

- Malgré les difficultés rencontrées lors de cette étude « dû à la complexité du phénomène d'écaillage d'une part et à la limite des codes numérique d'autre part » nous avons pu modéliser ce phénomène.

Problèmes rencontrés

- Lors de l'analyse de la poutre bi-encastree, affectée par un écaillage local, il a été constaté une réduction du déplacement transversal dans les premières minutes d'exposition au feu. Chose qui n'a pas pu être expliquée en détail en raison du comportement complexe du béton en phase d'écaillage. Des analyses supplémentaires sont donc nécessaires pour comprendre le comportement de ce phénomène et de confirmer cette constatation,
- Les résultats enregistrés tels que : les moments, les forces axiales ou les contraintes sont dans les points d'intégration, ce qui en cas de discrétisation plus grossière, on ne peut donc pas extraire les propriétés exactes du matériau à un point particulier.
- Des arrêts prématurés ont été rencontrés dans certaines analyses. Ces derniers peuvent être causés par une certaine instabilité de la matrice de rigidité.
- Diamond (2012) ne peut pas afficher les contraintes dans les fibres à partir du fichier (*.OUT). Pour cette raison, la feuille de calcul Microsoft Excel a été utilisée pour extraire les informations requises.

Perspectives

En se basant sur les résultats obtenus on peut proposer quelques éléments de réflexions pour les perspectives des futures recherches.

- Développement d'un modèle de béton en considérant le phénomène d'écaillage avec la prise en compte des armatures transversales.
- Modélisation du phénomène d'écaillage du béton en phase de refroidissement, et entreprendre une confrontation expérimentale.

Bibliographie

- [AKHT, 1970] Akhtaruzzaman, A. A., & Sullivan, P. J. E. (1970). Explosive spalling of concrete exposed to high temperature. Imperial College of Science and Technology, Concrete Structures and Technology (p. 24). Research report CSTR 70/2. London, the College.
- [AKHT, 1973] Akhtaruzzaman, A. A. (1973). The effect of transient and stationary temperature on concrete (Doctoral dissertation, University of London).
- [ALAR, 2005] Alarcon-Ruiz, L., G. Platret, E. Massieu, and A. Ehrlacher. (2005). "The Use of Thermal Analysis in Assessing the Effect of Temperature on a Cement Paste." *Cement and Concrete Research* 35:609–13.
- [ALNA, 2004] Ali Alnajim. (2004). Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche thermo-hygro-mécanique couplée. Application a des situations accidentelles. Université de marne la VALLEE U.F.R de sciences et technologies. Thèse Doctorat.
- [ANDE, 1976] Y. Anderberg, S. Thelandersson, (1976). Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: 2 experimental investigation and material behavior model, Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Sweden, 1976.
- [ANGU, 2008] LAW, Angus et Gillie, Martin. (2008). Load Induced Thermal Strains, Implications for Structural Behaviour. In : 5th International Conference on Structures in Fire. SiF 2008 Organising Committee, 2008. p. 488-498.
- [ARUP, 2005] ArupFire, H. S. E. (2005). Fire resistance of concrete enclosures, Work package 1: data collection, work package 2: spalling categories. Rev B.
- [ASTM, 2002] ASTM International, ASTM C 469–02 (2002): Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression (United States) 2002.
- [AYDI, 2008] Aydin, S., H. Yazici, and B. Baradan. (2008). "High Temperature Resistance of Normal Strength and Autoclaved High Strength Mortars Incorporated Polypropylene and Steel Fibers." *Construction and Building Materials* 22(4):504–12.
- [BAHR, 2013] O. Bahr, P. Schaumann, B. Bollen, (2013). Young's modulus and Poisson's ratio of concrete at high temperatures: experimental investigations, *Materials Design*. 45 421–429.
- [BAZA, 1979] Bazant, Zdenek P. et Thonguthai, Werapol. (1979). Pore pressure in heated concrete walls: theoretical prediction. *Magazine of Concrete Research*, vol. 31, no 107, p. 67-76.
- [BAZA, 1996] Bazant, Z.P ; Kaplan, M. (1996). Concrete at high temperature: material behaviour and mathematical modelling. London *Londonman concrete design and construction series*, 412 p.
- [BAZA, 2005] Bazant, Z. P. (2005). Concrete creep at high temperature and its interaction with fracture: recent progress. In : *Concreep-7 conference: creep. Shrinkage and durability of concrete and concrete structures*. p. 449-460.

-
- [BEHN, 2009] Behnood, A., & Ghandehari, M. (2009). Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures. *Fire Safety Journal*, 44(8), 1015-1022.
- [BENM, 2005] Benmarce, A., & Guenfoud, M. (2005). Experimental behaviour of high-strength concrete columns in fire. *Magazine of Concrete Research*, 57(5), 283-287.
- [BENM, 2010] Benmehidi Nadia 2010, modélisation multi-physique du comportement au feu des colonnes en acier et en béton armé. Thèse de doctorat. Université d'Annaba. Algérie.
- [BERN 2005] Bernhart DA, Buchanan AN, Dhakal RA, Moss PE (2005). Effect of top reinforcing on the fire performance of continuous reinforced concrete beams. *Fire Safety Science*. 2005;8:259-70.
- [BILO, 2004] Bilodeau, A., V. K. R. Kodur, and G. C. Hoff. (2004). "Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire." *Cement and Concrete Composites* 26.2: 163-174.
- [BLUN, 1976] R. Blundell, C. Diamond, and RG. Browne (1976). The properties of concrete subjected to elevated temperatures. Imperial College (London) : CIRIA Underwater Group, Technical note no 9 :20 pages.
- [BOST, 2006] Boström, L., & Larsen, C. K. (2006). Concrete for tunnel linings exposed to severe fire exposure. *Fire technology*, 42(4), 351-362.
- [BOST, 2006] Boström, Lars, and Claus K. Larsen (2006). "Concrete for tunnel linings exposed to severe fire exposure." *Fire technology* 42.4: 351-362.
- [BREI, 1998] Breitenbücher (1998). Developments and applications of high-performance concrete. *Materials and Structures*, Volume 31, Number 3, Page 209-215.
- [BREU, 2004] Breunese, A. J., & Fellingner, J. H. H. (2004, May). Spalling of concrete—an overview of ongoing research in the Netherlands. In *Workshop—Structures in Fire*, Ottawa, Canada.
- [BUCH, 2017] Buchanan, Andrew H. et ABU, Anthony Kwabena. (2017). *Structural design for fire safety*. John Wiley & Sons, Second edition.
- [CARO, 2007] Caroline De Sa. (2007). Étude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton. Influence des gradients et des incompatibilités de déformation (Doctoral dissertation, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan).
- [CAST, 2004] M. Castellote, C. Alonso, C. Andrade, X. Turrilas, and J. Campo. (2004). Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cement and Concrete Research*, Vol. 34 :1633-1644.
- [CETU, 2005] CETU (2005) Les guides du CETU : Comportement au feu des tunnels routiers. Ministère de l'Équipement, des Transports, de l'Aménagement, du Tourisme et de la Mer, Centre d'Études des Tunnels, France.
- [CHAN, 1999] Chan, Y. N., Peng, G. F., & Anson, M. (1999). Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. *Cement and Concrete Composites*, 21(1), 23-27.
- [CIMB, 1999] CIMBÉTON (1999). *Le béton et la sécurité incendie*. Collection technique.

-
- [CONN, 1995] Connolly, R. J. (1995). The spalling of concrete in fires (Doctoral dissertation, Aston University).
- [DEEN, 2008] Deeny, S., Stratford, T., Dhakal, R. P., Moss, P. J., & Buchanan, A. H. (2008). Spalling of concrete: Implications for structural performance in fire. Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials (ACMSM20), Toowoomba, Australia, 2-5 December 2008. Materials (ACMSM20, University of Southern Queensland.
- [DENO, 2007] Ir Jean-François Denoël. (2007). Sécurité incendie et constructions en béton. FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge, Rue Volta, 8, 1050.
- [DIAS, 1990] Dias, W. P. S., Khoury, G. A., & Sullivan, P. J. E. (1990). Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700 C (1292 F). *Materials Journal*, 87(2), 160-166.
- [DIED,1992] Diederichs U., Jumpanen U-M. and Penttala. V. (1992). Behaviour of high temperatures. Espoo 1989. Helsinki University of technology, Department of Structural Engineering, Report P.723.
- [DIMI, 2014] Dimia m. Salah (2014). calcul des colonnes en béton armé, mixtes et en acier en considérant la résistance au feu. Thèse Doctorat. Université de Batna, Algérie.
- [DIVE, 2005] Divet, L., Arnaud, S., & Dérobert, X. (2005). Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie. Techniques et méthodes des Laboratoires des ponts et chaussées. Méthode.
- [DTU 2000] DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIE (DTU) (2000). 'Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton'. Règles de calcul FB. AFNOR DTU P92-701 Octobre 1987, décembre 1993, décembre 2000.
- [DWAI, 2008] Dwaikat2008, M. B., & Kodur, V. K. R. (2008). A numerical approach for modeling the fire induced restraint effects in reinforced concrete beams. *Fire Safety Journal*, 43(4), 291-307.
- [DWAI, 2009] Dwaikat, M. B., & Kodur, V. K. R. (2009). Hydrothermal model for predicting fire-induced spalling in concrete structural systems. *Fire Safety Journal*, 44(3), 425-434.
- [DWAI, 2010] Dwaikat, M. B., & Kodur, V. K. R. (2010). Fire induced spalling in high strength concrete beams. *Fire technology*, 46(1), 251.
- [EIK2, 2014] Eike Wolfram Heinrich Klingsch. Explosive spalling of concrete - Test report. IBK Tests report No. 356. 2014: Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zurich, Switzerland.
- [EIKE, 2014] Eike Wolfram Heinrich Klingsch. (2014), "Explosive spalling of concrete in fire", Ph.D. Dissertation, Aachen University, Gifhorn, Germany.
- [EUR1, 2002] Eurocode 1 EN, B. (1991). 1-2: (2002): Actions on structures—Part 1-2: General actions—Actions on structures exposed to fire. British Standards.
- [EUR2, 2004] Eurocode 2 (2004). European Committee for Standardization, EN 1992-1-2, in: Eurocode 2 Design of Concrete Structures, Brussels, CEN, 2004.
- [EUR2, 2005] EN 1992-2 (2005) : Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. The European Union per Regulation.

- [EUR3, 2005] CEN, C. E. D. N. (2005). EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of Steel Structures-Part 1-2: General rules structural fire design.
- [EUR4, 2004] Eurocode 4: (2004). European Committee for Standardization, EN 1994-1 and EN 1994-2, Design of composite steel and concrete structures, CEN, 2004.
- [FARA, 2003] Farage, M. C. R., Sercombe, J., & Galle, C. (2003). Rehydration and microstructure of cement paste after heating at temperatures up to 300 C. *Cement and Concrete Research*, 33(7), 1047-1056.
- [FARI, 2002] Faris, Ali (2002). Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire?. *Fire and materials*, 26(3), 127-130.
- [FARI, 2004] Faris, Ali, Nadjai, Ali, SILCOCK, Gordon, et al. (2004) Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns. *Fire safety journal*, vol. 39, no 6, p. 433-445.
- [FELI, 2012] Felicetti, R., Monte, F. L., & Pimienta, P. (2012). The influence of pore pressure on the apparent tensile strength of concrete. In 7th International Conference on Structures in Fire Zurich, Switzerland.
- [FÉRO, 2006] Féron, C., Autuori, P., & Joyeux, D. (2006). Vers des moyens de prévenir l'écaillage du béton en tunnel. *Tunnels et ouvrages souterrains*, 196, 228-235.
- [FLET, 2007] Fletcher, I. A., Welch, S., Torero, J. L., Carvel, R. O., & Usmani, A. (2007). Behaviour of concrete structures in fire. *Thermal science*, 11(2), 37-52.
- [FRAN, 1997] Franssen, J. M. (1997). Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments (Doctoral dissertation, thèse de doctorat, Université de Liège).
- [FRAN, 2003] Franssen2003, J. M., & Dotreppe, J. C. (2003). Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. *Fire technology*, 39(1), 89-97.
- [FRAN, 2007] Franssen, J. M.2007, Hanus, F., & Dotreppe, J. C. (2007). Numerical evaluation of the fire behaviour of a concrete tunnel integrating the effects of spalling. In *Proceedings of the Fire Design of Concrete Structures from Materials Modelling to Structural Performance Workshop*.
- [FRAN, 2011] Franssen, J. M. (2011). User's manual for SAFIR—a computer program for analysis of structures subjected to fire: Department ArGenCO. University of Liège, Liège, Belgium.
- [GARY, 1916] Gary, M., *Brandproben an Eisenbetonbauten: Ausgeführt im königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West in d. Jahren 1914 u. 1915 - Deutscher Ausschuss für Eisenbeton Heft 33*. 1916: Ernst und Sohn.
- [GAWI, 2006] Gawin, D., Pesavento, F., et Schrefler, B. A. (2006). Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 195, no 41, p. 5707-5729.
- [GERN, 2012] T. Gernay, J.-M. Franssen. (2012). A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. *Fire Safety Journal* Volume 51, Pages 1-9.
- [GRAT, 1996] PE. Grattan-Bellew. (1996). Microstructural investigation of deteriorated portland cement concretes. *Construction and Building Material*, Vol. 10, N°15 :3–16.

-
- [GUER, 2017] Guergah, C., Dimia, M. S., & Guenfoud, M. (2017). Contribution to the Numerical Modelling of the Spalling Phenomenon: Case of a Reinforced Concrete Beams. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-13.
- [HAAC, 2004] Haack, A. (2004). Catastrophic tunnel fires-What have we learnt?. *SP RAPPORT-STATENS PROVNINGSANSTALT*, 7-18.
- [HAGE, 2004] G. I. Hager (2004). "Comportement à haute température des bétons à hautes performances - évolution des principales propriétés mécaniques", Thèse de doctorat, Structures et Matériaux, École Nationale des Ponts et Chaussées et l'École Polytechnique de Cracovie.
- [HAMM, 2013] Hammoud, Rabah. (2013). Loi constitutive chimioplastique pour le béton exposé aux hautes températures. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal.
- [HANA, 2009] Hanaa Fares. (2009). Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons auto-plaçants exposés à une température élevée. Thèse de doctorat. Université de Cergy-Pontoise
- [HANI, 2011] Haniche, R. (2011). "Contribution à L'étude Des Bétons Portés En Température/Évolution Des Propriétés de Transfert / Étude de L'éclatement." Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [HARA, 1972] Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., & Furumura, F. (1972). Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. *Special Publication*, 34, 377-406.
- [HARM, 1965] Harmathy, T. (1965). Effect of moisture on the fire endurance of building elements. In *Moisture in materials in relation to fire tests*. ASTM International.
- [HARM, 1970] Harmathy T.Z. (1970) Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *American Society for Testing and Materials*, 1970, vol. 5, N° 1, p 47-74.
- [HERT, 1984] Hertz, K. D. Heat-induced explosion of dense concretes. Technical University of Denmark-Institute of Building Design. Report, 1984.
- [HERT, 1998] Hertz, K. D. (1998). Limits of Spalling of Fire Exposed Concrete: Supporting Document for Danish Code of Practise DS411 chapter 9.
- [HERT, 2005] Hertz, Kristian Dahl et Sørensen, Lars Schjøtt. (2005). Test method for spalling of fire exposed concrete. *Fire Safety Journal*, vol. 40, no 5, p. 466-476.
- [HKOU, 1984] Khoury, G. A., Sullivan, P. J., & Grainger, B. N. (1984). Radial temperature distributions within solid concrete cylinders under transient thermal states. *Magazine of concrete research*, 36(128), 146-156.
- [HKOU, 1992] Khoury, G. A. (1992). "Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: A Reassessment." *Magazine of Concrete Research* (161):291-309.
- [HKOU, 2000] Khoury, A., & Anderberg, Y. (2000). Fire safety design—Concrete spalling review. Swedish National Road Administration.
- [HKOU, 2003] Khoury G. and Majorana C. (2003) : Effect of heat on concrete, International Centre for Mechanical Sciences, Udine, Italy.
- [HKOU, 2007] Khoury, G. A., Anderberg, Y., Both, K., Fellingner, J., Høj, N. P., & Majorana, C. (2007). *Fib bulletin 38: fire design of concrete structures—materials, structures and modelling, state-of-the art report*. International Federation for Structural Concrete (fib TG 4.3. 1), Lausanne.

-
- [HKOU, 2008] G. A. Khoury. (2008). "Concrete spalling assessment methodologies and polypropylene fibre toxicity analysis in tunnel fires," *Structural Concrete*, vol. 9, no. 1, pp. 11–18.
- [HUON, 2011] Thi Thu Huong LE. (2011). Étude multi-échelle du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux cimentaires approche morphologique pour la prise en compte de la mésostructure. Thèse Doctorat, université Paris-Est.
- [HYOU, 2016] SO, Hyoung-Seok.(2016). Spalling Prevention of High Performance Concrete at High Temperatures. In :High Performance Concrete Technology and Applications. InTech.
- [JANS, 2006] Jansson, R. (2006). Liquid/steam pressure measurement inside concrete exposed to fire. In 4th International Workshop Structures in Fire.
- [JANS, 2007] Jansson, Robert. et Boström, L.«110. (2007). Fire spalling: Theories and experiments». In: 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. RILEM Publications SARL, p. 735-740.
- [JANS, 2008] Jansson, Robert (2008). Material properties related to fire spalling of concrete. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund University.
- [JANS, 2013] Jansson Robert. (2013). Fire spalling of concrete – A historical overview. MATEC Web of Conferences **6**, 01001 (2013) DOI: 10.1051/mateconf/20130601001
- [JENS, 1987] Jensen, J. J., Hansen, E. A., Danielsen, U., & Seglem, S. (1987). Offshore concrete structures exposed to hydrocarbon fire. In first international conference on concrete for hazard protection, Edinburgh.
- [JERE, 2007] Jeremy J. Chang. (2007). Computer Simulation Of Hollowcore Concrete Flooring Systems Exposed To Fire thesis doctorate. University of Canterbury . New Zealand.
- [KALI, 1998] Kalifa, P. & Tsimbrovska, M. (1998). Comportement des BHP à hautes températures, État de la question et résultats expérimentaux. Cahier de CSTB n° 3078
- [KALI, 2000] Kalifa, P., Menneteau, F. D., & Quenard, D. (2000). Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. *Cement and concrete research*, 30(12), 1915-1927.
- [KALI, 2001] P. Kalifa, G. Chéné et C. Gallé. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure", *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°10, p. 1487-1499.
- [KANE, 2007] Kanema, T. M. (2007). "Influence Des Paramètres de Formulation Sur Le Comportement à Haute Température Des Bétons." Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise.
- [KANE, 2007] M. Kanema. (2007). "Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons", Thèse de Doctorat, Génie civil, Université de Cergy-Pontoise.
- [KHALI, 2011] Khaliq, W. and V. Kodur. (2011). "Thermal and Mechanical Properties of Fiber Reinforced High Performance Self-Consolidating Concrete at Elevated Temperatures." *Cement and Concrete Research* 41(11):1112–22.
- [KODU, 1998] Kodur, V. K. R., & Sultan, M. (1998). Thermal properties of high strength concrete at elevated temperatures. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 179, 467-480.

-
- [KODU, 1999] Kodur, V. K. R. (1999). Tenue au feu des éléments de structure en béton haute résistance. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada.
- [KODU, 2000] Kodur, V. K. R. (2000). Spalling in high strength concrete exposed to fire: concerns, causes, critical parameters and cures. In : Advanced Technology in Structural Engineering. p. 1-9.
- [KODU, 2004] Kodur, V. K. R., T. C. Wang, and F. P. Cheng. (2004). "Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns." *Cement and Concrete Composites* 26.2 (2004): 141-153.
- [KODU, 2005] Kodur, V. K. R. (2005). Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns. *Journal of fire protection engineering*, 15(2), 93-106.
- [KODU, 2007] Kodur, V. K. R., & Phan, L. (2007). Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. *Fire Safety Journal*, 42(6), 482-488.
- [KODU, 2008] Kodur, V.K.R. (2008). Strategies for improving the performance of high-strength concrete columns under fire hazard. *Structural Control and Health Monitoring*: p. 921-938.
- [KODR, 2008] Kodur, V. K. R., & Dwaikat, M. B. (2008). Effect of fire induced spalling on the response of reinforced concrete beams. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2(2), 71-81.
- [KODU, 2014] Kodur, V. (2014). "Properties of Concrete at Elevated Temperatures." *ISRN Civil Engineering* 2014:1–15.
- [LAYA, 2011] Layal Chahwane (2011). Valorisation de l'inertie thermique pour la performance énergétique des bâtiments. Thèse Doctorat. Université de Grenoble, France 2011.
- [LIE, 1988] Lie, T. T. et Woollerton, J. L. (1988). Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns: Test Results, National Research Council of Canada. Institute for Research in Construction, Internal Report, no 569.
- [LIE, 1993] Lie, T. T. and R. J. Irwin (1993). "Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section." *ACI Structural Journal* 90(1): 52-60.
- [LIM, 2007] Lim, L., Lamont, S., Lane, B., Yin, R., Heise, A. (2007). A New Risk-Based Approach to Predict Spalling of Ordinary Strength Concrete Walls Subjected to Fire, in Proceedings of the International workshop "Fire Design of Concrete Structures - From Materials Modelling to Structural Performance: Coimbra. p. 379-392.
- [LINU, 2004] Lim, Linus, Buchanan, Andrew H., et MOSS, Peter J. Restraint of fire-exposed concrete floor systems. *Fire and materials*, 2004, vol. 28, no 2-4, p. 95-125.
- [LONG, 2005] Li, Long-yuan et PURKISS, John. (2005). Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, vol. 40, no 7, p. 669-686.
- [LOTT, 2007] Lottman, B. B. G. (2007). Fire in bored tunnels. Structural behaviour, during fire conditions, of bored tunnels made with a concrete segmental lining. Delf University of Technology, Netherlands.

- [LOTT, 2013] Lottman, B. B. G., Koenders, E. A. B., BLOM, C. B. M., et al. (2013). Spalling of concrete due to fire exposure: A coupled fracture mechanics and pore pressure approach. In : MATEC Web of Conferences 6, 05002.
- [MAJO, 2010] Majorana, C. E., Salomoni, V. A., Mazzucco, G., et al. (2010). An approach for modelling concrete spalling in finite strains. *Mathematics and Computers in Simulation*, vol. 80, no 8, p. 1694-1712.
- [MALH, 1984] Malhotra H.L. (1984). Spalling of concrete in fires, Construction Industry Research and Information Association, Technical Report No. 118, London, 36 pp.
- [MARA, 2014] Maraveas, C., & Vrakas, A. A. (2014). Design of concrete tunnel linings for fire safety. *Structural Engineering International*, 24(3), 319-329.
- [MARC, 2010] Marcus, V.G.M. (2010); Prosper, P.; Noumowé, N.; Anne, L.B.; Sophie, O.: Contribution to the explanation of the spalling of small specimen without any mechanical restraint exposed to high temperature. *Nuclear Engineering and Design*. **240**(10) 2655-2663 (2010).
<https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2010.04.041>
- [MARÉ, 1972] Maréchal, JC. (1972). Variations of the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature. In *Concrete for Nuclear Reactors*, ACI SP-34, Vol. 1, pp 495-503
- [MATH, 2012] Mathew, George et PAUL, Mathews M. (2012). Mix design methodology for laterized self compacting concrete and its behaviour at elevated temperature. *Construction and Building Materials*, vol. 36, p. 104-109.
- [MEFT, 2012] Meftah, F., Dal Pont, S., et Schrefler, B. A. (2012). A three-dimensional staggered finite element approach for random parametric modeling of thermo-hygral coupled phenomena in porous media. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 36, no 5, p. 574-596.
- [MENO, 2004] Abdellah Menou (2004). Étude du comportement thermomécanique des bétons a haute température : approche multi echelles de l'endommagement thermique. L'université de Pau et des pays de l'Adour.
- [MEYE, 1972] Meyer-Ottens, Claus. Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. na, 1972.
- [MIND, 2009] J.-C. Mindeguia. (2009). "Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons.", Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université de Pau et des Pays de l'Adour.
- [MIND, 2010] Mindeguia, Jean-Christophe, PIMIANTA, Pierre, NOUMOWÉ, Albert, et al. (2010). Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature—experimental and numerical discussion on spalling risk. *Cement and Concrete Research*, vol. 40, no 3, p. 477-487.
- [MIND, 2012] Mindeguia, Jean-Christophe, CARRÉ, Hélène, LA BORDERIE, Christian, et al. (2012). Analyse expérimentale du risque d'instabilité thermique des bétons en situation d'incendie.
- [MING, 2016] Ming-Xiang-Xiong, et LIEW, JY Richard (2016). Mechanical behaviour of ultra-high strength concrete at elevated temperatures and fire resistance of ultra-high strength concrete filled steel tubes. *Materials & Design*, 104, 414-427.

- [MISS, 2010] Missemmer, L., Ouedraogo, E., Malecot, Y., et al. (2010). Spalling under fire of ultra-high performance fibre concrete: Effect of polymer fibers. In : Sixth International Conference on Concrete under Severe Conditions: Environment and Loading.
- [MISS, 2011] Missemmer, L. (2011). Étude du comportement sous très hautes températures des bétons fibrés à ultra performances: application au BCV (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).
- [MORA, 2006] De Morais, M. V. G., Noumowé, A., Kanema, M., Gallias, J. L., & Cabrillac, R. (2006). Transferts thermo-hydriques dans un élément en béton exposé à une température élevée: Approches numérique et expérimentale. 24ème Rencontres Universitaires de Génie Civil (AUGC06), 1-10.
- [MSAA, 2005] Msaad Y (2005), Analyse des mécanismes d'écaillage du béton soumis à des températures élevées. Thèse de doctorat, ENPC.
- [MSAA, 2006] Msaad, Y. et Bonnet, Guy. (2006). Analyses of heated concrete spalling due to restrained thermal dilation: Application to the "chunnel" fire. Journal of engineering mechanics, vol. 132, no 10, p. 1124-1132.
- [NECH, 2000] Wahid Nechnech (2000), Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées: Une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse Doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon.
- [NGUY, 2013] Van Thai Nguyen (2013): Comportement des bétons ordinaire et à hautes performances soumis à haute température : application à des éprouvettes de grandes dimensions. L'UNIVERSITÉ DE CERGY-PONTOISE.
- [NIKH, 2011] Nikhil Raut (2011). Response of high strength concrete columns under fire-induced biaxial bending. Phd thesis. Michigan state university.
- [NOUM, 1995] Noumowé A. (1995). "Effet des hautes températures (20°C–600°C) sur le béton." Cas particulier du béton à Hautes Performances." Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [NOUM, 2006] Noumowé, Albert, CARRÉ, H., DAOUD, A., et al. (2006). High-strength self-compacting concrete exposed to fire test. Journal of materials in civil engineering, vol. 18, no 6, p. 754-758.
- [OZAW, 2014] Ozawa, M. and H. Morimoto. (2014). "Effects of Various Fibres on High-Temperature Spalling in High-Performance Concrete." Construction and Building Materials 71:83–92.
- [OŽBO, 2010] Ožbolt, Joško, Balabani, Gojko, Periški, Goran, et al. (2010) Modelling the effect of damage on transport processes in concrete. Construction and Building Materials, 2010, vol. 24, no 9, p. 1638-1648.
- [PARK, 2007] Park, C. K., Lee, S. H., Kim, G. D., & Lee, H. K. (2007). Effect of tie spacing and section size on fire resistance of high-strength concrete column. Concrete under sever conditions: environment & loading, CONSEC, 7.
- [PERS, 2003] Persson, B. (2003). Self-compacting concrete at fire temperatures (Vol. 3110). Division of Building Materials, LTH, Lund University.
- [PHAM, 2014] Pham, D. T. (2014). Analyse par le calcul à la rupture de la stabilité au feu des panneaux en béton armé de grandes dimensions (Doctoral dissertation, Paris Est).

- [PHAN, 1996] Phan, L. T. (1996). Fire performance of high-strength concrete: A report of the state-of-the art. US Department of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, Office of Applied Economics, Building and Fire Research Laboratory.
- [PHAN, 2001] Phan, Long T., Lawson, James R., et Davis, Frank L. (2001). Effects of elevated temperature exposure on heating characteristics, spalling, and residual properties of high performance concrete. *Materials and Structures*, 2001, vol. 34, no 2, p. 83-91.
- [PHAN, 2008] Phan, Long T. (2008). "Pore Pressure and Explosive Spalling in Concrete." *Materials and Structures* 41(10):1623–32.
- [PHAN, 2012] Phan, M. T. (2012). Modélisation explicite de l'écaillage sous incendie du béton: approche thermo-hydro-mécanique avec des conditions aux limites évolutives (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- [PIAS, 1984] J. Piasta (1984). Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste. *Materials and structures research and testing, RILEM*, Vol. 17, N_102 :415{420, 1984.
- [PIMI, 2002] P. Pimienta, I. Hager (2002). Mechanical behaviour of HPC at high temperature, 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete, Leipzig, Germany, 2002.
- [PLIY, 2010] Pliya, P. (2010). "Contribution des fibres de polypropylène et métalliques à l'amélioration du comportement du béton soumis à une température élevée." Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise.
- [SABE, 2006] Sabeur Hassen (2006). Étude du comportement du béton à hautes températures une nouvelle approche thermo-hygro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire. Université de marne. Thèse Doctorat 2004
- [SANJ, 1993] Sanjayan, G., & Stocks, L. J. (1993). Spalling of high-strength silica fume concrete in fire. *Materials Journal*, 90(2), 170-173.
- [SCHN, 1987] U. Schneider, U. Diederichs, and C. (1987). Ehm. Effect of temperature on steel and concrete for PCRV . *Nuclear Engineering and Design*, 67 :245–258, 1987. 15
- [SCHN, 1985] U. Schneider (1985). Properties of materials at high temperatures – Concrete, RILEM.
- [SCHN, 1988] Schneider U. (1988). Concrete at High Temperatures- A General Review. *Fire Safety Journal*, 13 55 - 68 55.
- [SCHU, 2012] De Schutter, G. (2012). Damage to concrete structures. Crc Press.
- [SEPT, 2001] Seputro, J. (2001). Effect of support conditions on steel beams exposed of fire.
- [SHOR, 1965] Shorter, G. W., & Harmathy, T. Z. (1965). Moisture clog spalling. *Proceedings of institution of civil engineers*, 20, 75-90.
- [SUHA, 2006] Suhaendi, Sofren Leo et Horiguchi, Takashi (2006). Effect of short fibers on residual permeability and mechanical properties of hybrid fibre reinforced high strength concrete after heat exposition. *Cement and Concrete Research*, vol. 36, no 9, p. 1672-1678.
- [TANG, 2009] W. C. Tang and T. Y. Lo, (2009). "Mechanical and fracture properties of normal- and high-strength concretes with fly ash after exposure to high temperatures," *Magazine of Concrete Research*, vol. 61, no. 5, pp. 323–330,

-
- [TEOD, 2013] Teodora Comsa (2013). Spalling Mechanism in Concrete Exposed to Elevated Temperatures, Master Thesis M.Sc. Structural and Civil Engineering, Aalborg University, Spring.
- [TOUM, 2013] Toumi belkacem. (2013). Étude de l'influence des hautes températures sur le comportement du béton. Thèse de doctorat. Université Mentouri Constantine Algérie 2013.
- [TSIM, 1998] M. Tsimbrovska. (1998). Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées. In Thèse de doctorat, Université de Joseph Fourier – Grenoble I.
- [TSYM, 1998] M. Tsymbrovska. (1998). Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées, évolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure. PhD thesis, Université de Grenoble UJF, 1998. 18, 20, 44, 193, 194
- [ULM, 1999] Ulm, F. J., Acker, P., & Lévy, M. (1999). The “Chunnel” fire. II: Analysis of concrete damage. *Journal of engineering mechanics*, 125(3), 283-289.
- [WILL, 2004] Williams B.K. (2004), “Fire Performance of FRP-Strengthened Reinforced Concrete Flexural Members”, PhD Thesis, Queen’s University, Kingston, Ontario, Canada.
- [XAVI, 2013] XAVIER, Hélder Francisco Brás (2013). Analysis of reinforced concrete frames exposed to fire: based on advanced calculation methods.
- [XING, 2011] Zhi Xing (2011). Influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température. Thèse Doctorat. Université de Cergy-Pontoise.
- [YER, 2015] Nonna Yermak (2015). Response of Structures under Extreme Loading. Proceedings of the Fifth International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading (PROTECT 2015), June 28-30, 2015 Page(172-180).
- [YERM, 2015] Nonna Yermak (2015). Comportement à hautes températures des bétons additionnés de fibres. Thèse de Doctorat. Université de CERGY-PONTOISE.
- [YOUS, 2007] Youssef, M. A. et Moftah, M. (2007). General stress–strain relationship for concrete at elevated temperatures. *Engineering structures*, 2007, vol. 29, no 10, p. 2618-2634.
- [ZHUK, 1976] Zhukov, V. V. (1976). Reasons of explosive spalling of concrete by fire. *Beton I zhelezobeton (Concrete and Reinforcement Concrete)*, (3).