



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Sous le Thème :

**Contribution à l'étude des performances des voiles exposés
au feu**

Présentée par :

BAGHDADI Mohamed

Devant le jury composé de :

M. MAALEM Toufik	Prof.	Université de Batna2	Président
M. GUENFOUD Mohamed	Prof.	Université de Guelma	Rapporteur
M. LASSOUED Rachid	Prof.	Université de Constantine1	Examineur
M. BENMARCE Abdelaziz	Prof.	Université de Guelma	Examineur
M. YAHIAOUI Djarir	MCA	Université de Batna2	Examineur
M. DIMIA Mohamed Salah	MCA	Université de Batna 2	Invité

Juillet 2021

Remerciements

Au terme de cette présente thèse qui a été le fruit de plus de cinq ans de recherches à l'Université Mostafa Ben Boulaid, Batna2, 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, puis toutes les personnes qui ont contribué à ce travail sont grandissement remerciées.

En second lieu, J'adresse mes profonds remerciements à mon enseignant et directeur de thèse Mohamed Guenfoud, Professeur à l'Université de Guelma de m'avoir encadré et de m'avoir pu bénéficier aussi bien de ses conseils et ses compétences scientifiques que de sa qualité humaine, pour son soutien incessant aussi bien moral et matériel durant le développement de cette thèse.

Ma gratitude va en particulier à mon frère et ami de parcours Dimia M^{ed} salah, aujourd'hui maître de conférence A à l'université batna2, à qui je dois énormément pour son soutien et ses orientations durant cette recherche. Son expérience dans le domaine de l'ingénierie incendie et la modélisation numérique a été une précieuse énergie de motivation et source d'inspiration pour que ce travail arrive à sa conclusion, mon intégration dans son équipe de recherche va sans doute me permettre de concrétiser les perspectives de ma recherche.

Je remercie, le Professeur Toufik Maalam, pour avoir accepté de faire partie de mon comité de thèse. Je lui sais gré de ses conseils qu'il m'a apporté à plusieurs occasions. J'ai beaucoup apprécié sa rigueur, son efficacité et sa compétence en travaillant ensemble dans le même département. Je le remercie également d'avoir accepté la présidence de mon jury de thèse.

Je suis gré au Professeur Abdelaziz Benmarce, de l'université de Guelma, je le remercie très particulièrement pour ses conseils scientifiques et orientations dans le domaine du comportement au feu des structures, et de m'avoir fait l'honneur de participer à ce Jury de soutenance.

Toute ma gratitude au Professeur Rachid Lassoued, de l'université de Constantine 1 d'avoir accepté de participer à ce jury de soutenance. Je le remercie de trouver le temps et la volonté de faire le déplacement pour examiner ce travail.

Je tiens aussi à remercier le Docteur Djarir Yahiaoui, Maître de Conférences A à l'université batna2 et Directeur du laboratoire de génie civil (LGCROI), j'ai beaucoup apprécié sa compétence et son efficacité en travaillant ensemble dans le même laboratoire et le même département. Je le remercie également d'avoir accepté de participer à ce jury de soutenance.

J'adresse mes plus vifs remerciements au Professeur Abdelhamid Bouchair de l'université Blaise Pascal - Clermont Ferrand II en France de m'avoir reçu au sein de son laboratoire. Je le remercie pour sa confiance, ses précieuses orientations et sa disponibilité en travaillant avec lui.

J'adresse également mes remerciements chaleureux à mes amis et collègues du département de génie civil et surtout Mohamed Saadi, Ouassila Bahloul, Khalifa Abbeche, Rafik Demagh, Hammoud Farid et Mansouri Tarek qui m'ont soutenu et surtout ces derniers temps en particulier Benmoussa Samir, pour son soutien moral et ses encouragements

inaccessibles. Que toutes les personnes que j'ai connues le long de mon parcours pédagogique, professionnel et scientifique trouveront ici mes meilleurs remerciements pour leur bon courage.

Je suis très reconnaissant à mon ex-étudiant Azeddine Nedjaa pour sa participation à ce travail surtout dans la partie expérimentale.

Je tiens à remercier le personnel du hall technologique du département de génie mécanique pour leur aide et leur disponibilité durant la phase d'expérimentation en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour pouvoir effectuer mes essais en exploitant les fours disponibles au sein du hall.

Pour terminer, je voudrais remercier de tout mon cœur : ma Mère de m'avoir donné de son bonheur, de son amour et de sa sagesse, ainsi que mes enfants et mes frères et sœurs, de m'avoir encouragé tout au long de cette période. Mille mercis à mon épouse, pour son soutien quotidien et son inmanquable enthousiasme aussi bien envers mon travail de thèse que notre vie familiale.

*A la mémoire de mon cher père que je dédie ce travail
(Que Dieu le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis)*

Résumé

La présente thèse est une contribution à l'analyse de la capacité portante latérale des voiles en béton armé après expositions aux différents scénarios de feu. Une attention particulière est donnée à l'évaluation des caractéristiques mécaniques résiduelles du béton et l'analyse de son comportement non réversible due aux déformations de fluage transitoire se produisant dans le matériau et la perte additionnelle de la résistance en compression après refroidissement. Pour évaluer la performance des voiles porteurs sous charge horizontale après exposition au feu naturel, cette étude est subdivisée en deux parties :

La première partie représente une étude expérimentale effectuée sur les propriétés thermomécaniques du béton après exposition aux hautes températures de 200 à 1000°C, dans le but de déterminer les propriétés résiduelles après refroidissement. Les échantillons testés sont chauffés dans des fours électriques, l'évolution de la température est surveillée par un contrôleur numérique conformément à un feu naturel (échauffement-stabilisation-refroidissement), la température de la phase de stabilisation est maintenue constante pour une durée de 1.5 heures pour permettre une distribution uniforme de la chaleur à l'intérieur de l'échantillon testé. Le béton utilisé est à base d'agrégats de calcaire, les caractéristiques résiduelles calculées en utilisant des essais destructifs et non destructifs sont : la résistance en compression et le module d'élasticité, la perte de masse en fonction du niveau d'échauffement est aussi quantifiée. La distribution de températures dans les sections des échantillons a été analysée par la voie numérique en utilisant le logiciel SAFIR. Les résultats obtenus sont rapportés en détail. Dans la deuxième partie, les résultats d'analyse expérimentale sont implémentés dans l'analyse numérique structurelle pour la prédiction de la capacité portante des voiles sous les charges verticales et horizontales. Après avoir déterminé la charge limite axiale du voile sous conditions du feu naturel. La capacité portante latérale est déterminée en appliquant une charge horizontale progressive jusqu'à la rupture. Les résultats montrent que la rigidité des voiles n'a pas été dégradée jusqu'à des températures de 400°C, au-delà de cette température une dégradation significative est observée en fonction de l'évolution des températures.

Mots clés : voile, capacité portante, feu naturel, résistance résiduelle, charge horizontale, capacité portante latérale.

Abstract

This thesis is a contribution to the analysis of the lateral bearing capacity of reinforced concrete walls after exposure to different fire scenarios, Particular attention is given to the evaluation of the residual mechanical properties of concrete and the analysis of its non-reversible behavior due to the transient creep strains occurring in the material and the additional loss of compressive strength after cooling.

To evaluate the performance of load-bearing walls under horizontal load after being exposed to real fire, this study is subdivided into two parts:

The first part represents an experimental study carried out on the thermo-mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures from 200 to 1000 ° C, with the aim of determining the residual properties after cooling. The samples tested are heated in electric ovens, the temperature evolution is monitored by a digital controller in accordance with a natural fire (heating-stabilization-cooling) and the temperature of the stabilization phase is kept steady for duration of 1.5 hours to allow a uniform heat distribution within the test sample. The concrete used was made from calcareous aggregate; the post fire proprieties calculated using non-destructive and destructive tests are: compressive strength and modulus of elasticity, the loss of mass as a function of the level of heating is also quantified. The temperature distribution in the sample sections was analyzed numerically using the SAFIR software. The results obtained were reported in detail.

In the second part, the results of the experimental analysis are implemented in the numerical structural analysis for the prediction of the bearing capacity of the walls under vertical and horizontal loads, after having determined the axial limit load of the wall under natural fire action. The lateral bearing capacity is determined by applying a horizontal load gradually until failure. The results indicate that fire damage does not significantly affect the lateral capacity and stiffness of reinforced walls for temperature fires up to 400°C, beyond this temperature a significant degradation was observed depending on the temperature evolution

Key words: concrete wall, bearing capacity, natural fire, residual strength, horizontal action, lateral bearing capacity.

هذه الأطروحة هي مساهمة في تحليل قدرة التحمل الأفقي للجدران الخرسانية المسلحة بعد التعرض لعدة سيناريوهات حريق مختلفة ، حيث يعطي اهتمام خاص لتقييم الخصائص الميكانيكية المتبقية للخرسانة وتحليل سلوكها غير العكسي بسبب التشوه العابر الذي يحدث في المادة وفقدان إضافي لقوة الضغط بعد التبريد . لتقييم أداء الجدران الحاملة تحت الحمل الأفقي بعد التعرض للحريق الطبيعي. تنقسم هذه الدراسة إلى جزأين :

بمثل الجزء الأول دراسة تجريبية أجريت على الخصائص الحرارية الميكانيكية للخرسانة بعد التعرض لدرجات حرارة عالية تتراوح من 200 إلى 1000 درجة مئوية، بهدف تحديد الخصائص المتبقية بعد التبريد يتم تسخين العينات المختبرة في أفران كهربائية، ويتم مراقبة تطور درجة الحرارة بواسطة وحدة تحكم رقمية وفقاً للحريق الطبيعي (تسخين - استقرار - تبريد)، يتم الاحتفاظ بدرجة حرارة مرحلة التثبيت ثابتة لمدة 1.5 ساعة للسماح بتوزيع منتظم للحرارة داخل عينة الاختبار. تعتمد الخرسانة المستخدمة على ركام الحجر الجيري ، والخصائص المتبقية المحسوبة باستخدام اختبارات التدمير و الغير المدمرة هي: قوة الانضغاط ومعامل المرونة ، كما يتم قياس فقدان الكتلة كدالة لمستوى التسخين. تم تحليل توزيع درجة الحرارة في أقسام العينة رقمياً باستخدام برنامج SAFIR حيث تمت دراسة النتائج التي تم الحصول عليها بالتفصيل.

في الجزء الثاني ، يتم تنفيذ نتائج التحليل التجريبي في التحليل الإنشائي الرقمي للتنبؤ بقدرة التحمل للجدران تحت الأحمال الرأسية والأفقية. بعد تحديد الحمل المحوري للجدار في ظل ظروف الحريق الطبيعية. يتم تحديد قدرة التحمل الجانبي عن طريق تطبيق حمل أفقي تدريجياً حتى الانكسار. أظهرت النتائج أن صلابة الجدران لم تتدهور حتى حرارة 400 درجة مئوية، وبعد هذه درجة لوحظ تدهور كبير اعتماداً على تزايد درجة الحرارة.

الكلمات المفتاحية: الجدران الخرسانية ، الحمل الأقصى، النار الطبيعية، القوة المتبقية ، الحمولة الأفقية، قدرة التحمل الجانبي.

Table des matières

Remerciements	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Nomenclature et notation	
Introduction Générale.....	1
CHAPITRE I REVUE DES TRAVAUX SUR LE COMPORTEMENT DU BETON ET DES VOILES EXPOSES AU FEU	
1.1 Introduction.....	9
1.2 Eléments constituant le béton	9
1.2.1 Matrice cimentaire.....	9
1.2.1.1 Composition minéralogique du ciment	9
1.2.1.2 L'eau dans la microstructure	11
1.2.2 Les granulats	12
1.2.3 L'interface pâte-granulats	12
1.3 Evolution du matériau béton exposé aux hautes températures.....	13
1.3.1 Evolution des propriétés des constituants d'un béton à haute température	13
1.3.1.1 Modification de la matrice cimentaire.....	13
1.3.1.2 Comportement de l'interface pâte-granulats et microfissuration	15
1.3.1.3 Evolution des granulats.....	16
1.3.2 Evolution des propriétés physiques du béton au cours de l'échauffement.....	16
1.3.2.1 Evolution de la porosité	16
1.3.2.2 Variation de la densité apparente.....	18
1.3.2.3 Perte de masse.....	18
1.3.3 Evolution des propriétés thermiques du béton.....	19
1.3.3.1 Evolution de la conductivité thermique.....	19
1.3.3.2 Evolution de la chaleur spécifique.....	19
1.3.3.3 Evolution de la diffusivité thermique	20
1.3.4 Effets de la température sur les caractéristiques mécaniques.....	20
1.3.4.1 Evolution de la résistance en compression à hautes températures (HT).....	21
1.3.4.2 Evolution de résistance en traction aux HT.....	22
1.3.4.3 Evolution du module d'élasticité en compression.....	23
1.3.4.4 Evolution de l'énergie de fissuration du béton (G_f).....	23
1.3.4.5 Evolution du coefficient de poisson et le module élastique de cisaillement.....	24
1.3.5 Comportement thermomécanique du béton à haute température.....	25
1.3.5.1 Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale à (HT)	26
1.3.5.2 Comportement du béton en compression biaxiale à HT	27
1.3.5.3 Evolution du comportement du béton en traction à HT.....	28
1.3.6 Déformation thermique du béton à HT.....	28
1.3.6.1 Evolution de déformation thermique libre.....	28
1.3.6.2 Déformation du fluage thermique transitoire.....	30
1.3.7 Propriétés résiduelles du béton après échauffement à différentes température	31

1.3.7.1	Résistance résiduelle en compression.....	31
1.3.7.2	Influence du type de granulats sur la résistance résiduelle.....	34
1.3.7.3	Effet du régime de refroidissement sur la résistance résiduelle.....	34
1.3.7.4	Effet de la forme des échantillons sur la résistance résiduelle.....	35
1.3.7.5	Evolution de la résistance résiduelle à la traction.....	36
1.3.7.6	Evolution du module élastique résiduel du béton.....	37
1.4	Evolution des propriétés résiduelles de l'acier des armatures	38
1.4.1	Limite élastique	38
1.4.2	Module d'élasticité	38
1.4.3	Expansion thermique	39
1.5	Evolution de la résistance résiduelle de l'interface béton-armatures	39
1.6	Revue des travaux sur le comportement des voiles à hautes températures	41
1.6.1	Introduction	41
1.6.2	Performance des structures en béton en cas d'incendie	41
1.6.3	Approche d'évaluation de la capacité résiduelle	43
1.6.3.1	Procédure générale	43
1.6.4	Analyse du comportement des voiles	44
1.6.4.1	Conception d'un mur en béton en conditions normales.....	44
1.6.4.2	Conception d'un mur en béton soumis au feu.....	45
1.6.4.3	Recherches disponibles sur le calcul des voiles au feu.....	48
1.6.4.4	Calcul des éléments structuraux en béton armé après un incendie.....	53
1.7	Conclusion	55

CHAPITRE II MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BETON A HAUTES TEMPERATURES

II.1	Introduction	57
II.2	Evolution des contraintes et des déformations	57
II.2.1	Déformation thermique libre.....	59
II.2.2	Déformation thermomécanique instantanée.....	60
II.2.2.1	Déformation à la contrainte de pic à haute température.....	60
II.2.2.2	Module d'élasticité à haute température.....	60
II.2.3	Déformation transitoire de fluage	62
II.2.4	Déformation maximale de compression à haute température.....	65
II.3	Modélisation du béton à haute températures	65
II.3.1	Relations contraintes-déformations du béton à haute température.....	65
II.3.1.1	Relations contraintes-déformations en compression	66
II.3.1.2	Relations contraintes-déformations en traction	72
II.4	Modélisation du béton en phase de refroidissement	74
II.5	Comportement résiduel du béton en compression.....	75
II.5.1	Modèle de Chang	75
II.5.2	Modèle de Li and Franssen	77
II.5.3	Modèle de Anupama	78
II.5.4	Modèle Eurocode4	79
II.5.4.1	Principe de la réduction de la résistance en phase de refroidissement	79
II.5.4.2	Relations contrainte-déformation du béton adapté à l'incendie naturel	80
II.6	Comportement résiduel du béton en traction	81
II.7	Modélisation de l'acier à haute température	82

CHAPITRE IV ETUDE LA CAPACITE PORTANTE DES VOILES EXPOSES AU FEU NATUREL

IV.1	Introduction	130
IV.2	Prise en compte d'un incendie réel	131
IV.3	Présentation du code SAFIR	133
IV.3.1	Introduction	133
IV.3.2	Organisation générale du logiciel	134
IV.3.3	Présentation de l'élément de poutre (BEAM).....	135
IV.3.4	Actions thermiques	136
IV.3.5	Analyse thermique	136
IV.3.6	Analyse structurelle	138
IV.3.7	Principales hypothèses utilisées dans les simulations numériques	141
IV.3.8	Comparaison et validation du code SAFIR	141
IV.3.8.1	Validation du modèle thermique	141
IV.3.8.2	Validation du modèle structurel	143
IV.4	Eude du comportement des voiles	147
IV.4.1	Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé	147
IV.4.2	Justification de la résistance des voiles	149
IV.4.2.1	Effort normal agissant ultime	149
IV.4.2.2	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	150
IV.5	Evaluation numérique de la capacité portante résiduelle verticale des voiles	152
IV.5.1	Caractéristiques des matériaux utilisés	152
IV.5.1.1	Propriétés thermiques	152
IV.5.1.2	Propriétés mécaniques	152
IV.5.2	Processus de l'analyse numérique	153
IV.5.2.1	Analyse thermique des voiles en béton armé	154
IV.5.2.2	Analyse structurelle	155
IV.5.3	Modélisation thermomécanique du comportement des voiles	155
IV.5.3.1	Distribution de la température dans les sections	155
IV.5.3.2	Processus de simulations	157
IV.5.4	Analyse paramétrique pour l'évaluation de la capacité portante verticale(N_r)	158
IV.5.4.1	Evolution de (N_r) en fonction de la température	158
IV.5.4.2	Influence de la hauteur effective du mur sur (N_r)	159
IV.5.4.3	Influence de l'épaisseur du mur sur (N_r)	161
IV.5.4.4	Influence des conditions d'appui sur la capacité portante (N_r)	163
IV.6	Evaluation numérique de la capacité portante horizontale (H_u) des voiles	164
IV.6.1	Caractéristiques des matériaux utilisés	164
IV.6.1.1	Caractéristiques mécaniques du béton	164
IV.6.1.2	Caractéristiques des Armatures	164
IV.6.2	Processus de simulations	165
IV.6.3	Evaluation de (H_u) en fonction de la résistance résiduelle et la hauteur.....	166
IV.7	Evaluation numérique des déplacements des voiles	168
IV.7.1	Evolution du déplacement latéral pour les différentes phases du feu.....	168
IV.7.2	Evolution du déplacement résiduel latéral	169
IV.7.3	Evolution du déplacement latéral sous charge horizontale (H_u)	170
IV.8	Conclusion	172

Conclusion Générale	174
Références Bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

- Figure 01** Exemples des célèbres incendies dans les vingtaines dernières années
- Figure 02** Organigramme de la méthodologie de recherche menée dans cette étude
- Figure 03** Organigramme de l'analyse Thermomécanique
- Figure I.1** Image MEB de C-S-H (Regourd and Hornain. (1975) [3a])
- Figure I.2** Représentation cristalline de la Portlandite " Ca(OH)_2 "
- Figure I.3** Etat de l'eau dans les C-S-H (Regourd, M. (1982) [3b]).
- Figure I.4** ATG d'une pâte de ciment soumise à de hautes températures Alarcon et al (2005) [12]
- Figure I.5** Evolution de la quantité des phases de la pâte de ciment Portland au cours d'un Traitement thermique [16]
- Figure I.6** Déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats [20]
- Figure I.7** Evolution des déformations dans l'interface pate-granat
- Figure I.8** Distributions des pores dans un béton ordinaire après exposition à différentes températures [13]
- Figure I.9** Densité apparente des bétons en fonction de T° du Projet BHP 2000 [28,29]
- Figure I.10** Perte de masse durant l'échaudement et vitesse de perte de masse en fonction de la température [30]
- Figure I.11** Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température [32]
- Figure I.12** Variation de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment [34]
- Figure I.13** Variations de la diffusivité thermique de différents types de béton avec la température, d'après plusieurs auteurs [36].
- Figure I.14** Courbes de la variation de la résistance en compression selon les textes codificatifs DTU et Eurocode 2[19]
- Figure I.15** Résultats des essais de résistance en traction comparés aux normes [43]
- Figure I.16** Evolution du module d'élasticité en fonction de la température [19]
- Figure I.17** Variations relatives de l'énergie de fissuration du béton avec la température [48].
- Figure I.18** Rapport des G_f des 3 bétons testés en fonction de la température [18]
- Figure I.19** Evolution du coefficient de poisson en fonction de la température
- Figure I.20** Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale en fonction de la température [44]
- Figure I.21** Déformation ultime pour différents niveaux de charge appliquée durant le chauffage [44]
- Figure I.22** Courbe contrainte-déformation en compression biaxiale à différentes températures [55]
- Figure I.23** Courbes contrainte-déformation en traction à différentes températures [49]
- Figure I.24** Déformation thermique libre de différents types de béton non chargés [30]
- Figure I.25** Principe de déformation de fluage transitoire.
- Figure I.26** Evolution de la résistance à haute température et la résistance résiduelle [37]
- Figure I.27** Réduction de la résistance du béton normal et à haute résistance [37]
- Figure I.28** Résistance résiduelle en compression après échauffement à différentes températures [67]
- Figure I.29** Résistance résiduelle en fonction du type d'agrégats [70]
- Figure I.30** Résistance résiduelle pour différents régimes de refroidissement [37]
- Figure I.31** Réduction de la résistance résiduelle pour différents formes des échantillons [37]
- Figure I.32** Résistance de traction après chauffage pour différentes températures [67]
- Figure I.33** Module élastique après chauffage à différentes températures [67]
- Figure I.34** Résistance d'adhérence résiduelle en fonction de la température pour différents béton de fibres [81]

Figure I.35	Relation entre la résistance résiduelle en compression et la température (BO et SFRC) [79]
Figure I.36	Relation entre le module résiduel de rupture et la température (BO et SFRC) [79]
Figure I.37	Exemple de la réponse d'un élément de structure pendant et après exposition au feu [85]
Figure I.38	Organigramme décrivant l'approche pour évaluer la capacité résiduelle des structures en béton armé endommagées par le feu [85].
Figure I.39	Charges exercées sur un voile [89]
Figure I.40	Graphes pour la résistance au feu des murs (CPCI Design Manual 2007) [91]
Figure I.41	Représentation en service utilisée pour modéliser les essais au feu (Crozier et Sanjayan 2000) [104].
Figure I.42	Configuration du test d'incendie (Guerrieri et Fragomeni 2010) [107]
Figure I.43	Exemple d'un cycle d'hystérésis pour un matériau (researchgate.net)
Figure II.1	Composantes de déformation dans une section à températures élevées [13].
Figure II.2	Relations entre la déformation transitoire et la température pour différents niveaux de chargements. [19]
Figure II.3	Courbe instantanée contrainte-déformation du béton à température ambiante. Kent and Park [39]
Figure II.4	Courbe contrainte-déformation dans le modèle Anderberg-Thelandersson[24]
Figure II.5	Relation contrainte-déformation du béton à température élevée (Chaudhary and Roy (2020) [47])
Figure II.6	Courbes contraintes-déformations expérimentales après chauffage à différentes températures [46].
Figure II.7	Comparaison du modèle proposé avec des résultats expérimentaux [46]
Figure II.8	Réduction de la résistance de compression après refroidissement [56]
Figure II.9	Courbe d'échauffement et de refroidissement du béton [56]
Figure II.10	Relations contrainte-déformation du béton de classe de résistance C40/50, échauffé jusqu'à $\theta_1 = 200^\circ\text{C}$, $\theta_2 = 400^\circ\text{C}$, $\theta_{\max} = 600^\circ\text{C}$ et refroidi jusqu'à $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$ [56]
Figure II.11	Limite d'élasticité de l'acier à des températures élevées [61,62]
Figure II.12	Loi contrainte-déformation du béton [63].
Figure II.13	Comparaison entre les modèles et les valeurs mesurées [63]
Figure II.14	Comparaison à 500°C entre les modèles EC2, ENV (LI) et les résultats expérimentaux des tests de Schneider en régime stationnaire [65]
Figure II.15	Déformation ultime pour différentes précharges [63]
Figure II.16	Déformation ultime pour différentes précharges [65]
Figure II.17	Comparaison entre les résultats mesurés et calculés sur un poteau en béton soumis à un feu naturel [65]
Figure III.1	Schéma du cycle thermique échauffement-refroidissement
Figure III.2	Différents granulats utilisés (sable de dune, sable de carrière, gravier 15/25)
Figure III.3	Les différents essais sur les sables utilisés
Figure III.4	Les différents essais sur les Graviers utilisés
Figure III.5	Abaque permettant la détermination de C_{opt} [4]
Figure III.6	Analyse granulométrique des agrégats (sable de carrière)
Figure III.7	Analyse granulométrique des agrégats (sable de dune)
Figure III.8	Analyse granulométrique des agrégats (sable d'oued)
Figure III.9	Confection des éprouvettes(a), démoulage et conservation des éprouvettes (b)

Figure III.10	Équipement et instrumentation (a) Machine de compression, (b) Four électrique avec contrôleur de température et étuve de séchage, (c) Appareil d'ultrason, scléromètre et balance
Figure III.11	Courbe de traitement thermique du béton: échauffement – stabilisation – refroidissement
Figure III.12	Evolution de la dégradation du béton après échauffement
Figure III.13	Evolution de la température à l'intérieur d'un quart de la section de l'éprouvette du béton
Figure III.14	Evolution des températures dans l'éprouvette pour un feu de 800°C
Figure III.15	Evolution de la perte de masse moyenne (a) et (b) des différents bétons en fonction de la température
Figure III.16	Evolution du rapport (M_r/M_{20}) en fonction de la température du béton BSCC1
Figure III.17	Test d'écrasement à la presse des éprouvettes en béton à base de sable d'Oued
Figure III.18	Evolution de la résistance résiduelle à la compression (a) et relative (b)
Figure III.19	Comparaison des résultats de ($f_{c,r} / f_{c,20}$) du béton (BSCC1) avec d'autres modèles
Figure III.20	Diagrammes Post-incendie Contraintes déformations du béton (BSCC1)
Figure III.21	Détail d'un scléromètre
Figure III.22	Évolution de l'indice de rebondissement relatif en fonction de la température du béton BSCC1
Figure III.23	Evolution (a) de la vitesse UPV et (b) relative du béton testé
Figure III.24	Evolution du ($E_{s,r}/E_{s,20}$) du béton BSCC1 en fonction de la température
Figure III.25	Evolution du ($E_{c,r}/E_{c,20}$) du béton BSCC1 en fonction de la température
Figure IV.1	Concept d'incendie normalisé
Figure IV.2	Concept d'incendie réel
Figure IV.3	Procédure d'analyse par SAFIR
Figure IV.4	Différentes sections d'éléments de poutre, (a) représentation du maillage et matériaux. (b) répartition de la température
Figure IV.5	Présentation de l'élément poutre
Figure IV.6	Éléments iso paramétriques linéaires
Figure IV.7	Description de l'élément poutre
Figure IV.8	Comparaison entre les températures calculées et mesurée sur la surface du tube en acier pour les différents essais
Figure IV.9	Comparaison entre les températures calculées et mesurée dans les armatures pour les différents essais
Figure IV.10	Comparaison entre les températures calculées et mesurée dans le noyau du béton pour les différents essais
Figure IV.11	Comparaison des températures calculées par SAFIR et mesurées dans les différentes sections, (a) RCC12, (b) RCT11 et (c) RCL12 [35]
Figure IV.12	Relations déplacement axial-temps [35]
Figure IV.13	Relations effort axial-temps [35]
Figure IV.14	Structure uniquement à murs porteurs
Figure IV.15	Comportement du voile est similaire à celui d'une console
Figure IV.16	Comportement des matériaux exposés au feu, (a) Evolution de la résistance en fonction de T° , (b) comportement du béton après refroidissement
Figure IV.17	Courbe du traitement thermique des voiles: échauffement – stabilisation – refroidissement
Figure IV.18	Répartition des températures pour deux phases du feu de 1000°C pour un mur de 15 cm [(a), (b)] et de 25 cm [(c), (d)]
Figure IV.19	Répartition des températures dans le béton et les armatures du voile de 15 cm
Figure IV.20	Evolution de la charge et de la température appliquée
Figure IV.21	Evolution (N_r) du voile en fonction de la température
Figure IV.22	Influence de la variation de la hauteur du voile sur (N_r)

- Figure IV.23** Influence de la hauteur et de la température
- Figure IV.24** Evolution (a), (b) de (N_r) et (c) de (N_r/N_{20}) en fonction de l'épaisseur et la température
- Figure IV.25** Evolution du rapport (N_r/N_{20}) en fonction du type d'appui et de la température
- Figure IV.26** Comportement mécanique des matériaux [1]
- Figure IV.27** Evolution de (H_u) en fonction de (N_r)
- Figure IV.28** Evolution de (H_u) en fonction de la hauteur et la résistance résiduelle
- Figure IV.29** Evolution (a) et (b) de (H_u) en fonction de la hauteur et de (N_r)
- Figure IV.30** Evolution du déplacement latéral pour le voile de 4m (feu 600°C)
- Figure IV.31** Evolution du déplacement latéral résiduel dans les différents nœuds
- Figure IV.32** Evolution du déplacement latéral à mi-hauteur du voile
- Figure IV.33** Evolution du déplacement latéral sans (N_r)
- Figure IV.34** Evolution du déplacement latéral avec (N_r)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Composants anhydres du ciment Portland
Tableau I.2	Coefficient de dilatation thermique obtenu expérimentalement [13]
Tableau I.3	Déformation thermique libre résiduelle ε_{th} (‰) après refroidissement [53]
Tableau II.1	Résistance relative à hautes températures et après refroidissement à la température ambiante [51]
Tableau III.1	Composition chimique: CEM I et CEM II [Fiche de qualité, 2018]
Tableau III.2	Caractéristiques physiques et mécaniques : CEM I et CEM II [Fiche de qualité, 2018]
Tableau III.3	Principales propriétés physiques des différents types de sable
Tableau III.4	Principales caractéristiques des granulats calcaires 5/15 et 15/25
Tableau III.5	Proportions du mélange (par poids) par 1 m ³ de béton à base de sable de carrière 0/3 (BSCC2)
Tableau III.6	Proportions du mélange (par poids) par 1m ³ de béton à base de sable de dune 0/3 (BSDC2)
Tableau III.7	Proportions du mélange (par poids) par 1 m ³ de béton à base de sable d'Oued 0/3 (BSOC2)
Tableau III.8	Proportions du mélange (par poids) par 1 m ³ des différents bétons confectionnés
Tableau III.9	Propriétés mécaniques et physiques des bétons classe (C25/30)
Tableau III.10	Programme expérimental
Tableau III.11	Composition chimique des éprouvettes en béton avant et après chauffage
Tableau III.12.	Valeurs moyennes de la perte de masse des différents bétons formulés par séchage à 120°C et après différents cycles de chauffage – refroidissement
Tableau III.13	Valeurs moyennes de la masse des éprouvettes du béton avec un CEM I et à base de sable de carrière (BSCC1) en fonction de la température
Tableau III.14	Résistance résiduelle à la compression uni-axiale des bétons testés en fonction de la température
Tableau III.15	Formules de la résistance des modèles utilisés pour la comparaison
Tableau III.16	Formules de la résistance des modèles utilisés pour la comparaison
Tableau III.17	Comparaison des résultats de la valeur Moyenne de ($f_{c,r}$) du béton (BSCC1) et ceux d'autres modèles
Tableau III.18	Valeurs de référence du nombre de rebondissement [22]
Tableau III.19	Variation des valeurs moyennes du nombre de rebondissement du béton (BSCC1) en fonction de la température
Tableau III.20	Valeurs de référence de l'UPV [25]
Tableau III.21	Variation des valeurs d'UPV du béton BSCC1 en fonction de la température
Tableau III.22	Formules du module statique (E_s) des modèles utilisés pour la comparaison
Tableau III.23	Moyenne de ($E_{s,r}$) du béton BSCC1 et comparaison avec d'autres études
Tableau III.24	Formule de ($E_{c,T}$) utilisée pour le calcul des résultats expérimentaux en fonction de l'UPV
Tableau III.25	Evolution de ($E_{c,r}$) en fonction de la température
Tableau IV.1	Résistances au feu des colonnes, mesurées et calculées
Tableau IV.2	Températures dans les points sélectionnés de la section du voile
Tableau IV.3	Evolution de la capacité portante en fonction de (h) et (T°)
Tableau IV.4	Evolution de la capacité portante en fonction de l'épaisseur du voile
Tableau IV.5	Evolution de la capacité portante en fonction des conditions d'appui
Tableau IV.6	Valeur moyenne de ($f_{c,r}$) du béton
Tableau IV.7	Evolution de (H_u) en fonction de la variation de la hauteur et (N_r)
Tableau IV.8	Evolution du déplacement latéral pour le feu de 600°C
Tableau IV.9	Evolution du déplacement latéral résiduel dans différents nœuds du voile de 4 m de hauteur en fonction de la température

Nomenclature et Abréviations

ATD	Analyse Thermique Différentielle
ATG	Analyse Thermo Gravimétrique
BO	Béton Ordinaire
BHP	Béton à Hautes Performances
BORN	Béton ordinaire de résistance normale
BSCC2	Béton à base de Sable de carrière 0/3 et ciment type CEM II
BSDC2	Béton à base de sable de Dune et ciment type CEM II
BSOC2	Béton à base de Sable d'Oued 0/3 et ciment type CEM II
BSCC1	Béton à base de Sable de carrière 0/3 et ciment type CEM I
CPA	Ciment Portland Artificiel
CPJ	Ciment Portland Composé
C ₂ S	Silicate bicalcique
C ₃ A	Aluminate tricalcique
C ₃ S	Silicate tricalcique
Ca(OH) ₂ , CH	Portlandite, hydroxyde de calcium ou chaux hydratée
CaCO ₃	Calcaire
CaO	Chaux libre
CO ₂	Dioxyde de carbone
CSH	Silicate de calcium hydraté
Ca/Si	Rapport massique CaO sur SiO ₂
M30 C	Béton ordinaire de granulats calcaire, résistance en compression moyenne attendue, $f_{c_{moyen}} = 30$ MPa
M75 C	Béton à haute performance de granulats calcaire, $f_{c_{moyen}} = 75$ MPa
M75 SC	Béton à haute performance de granulats silico, $f_{c_{moyen}} = 75$ MPa
M100 C	Béton à haute performance de granulats calcaire, $f_{c_{moyen}} = 100$ MPa
M ₂₀	Masse initiale à température ambiante avant le chauffage [kg]
M _s	Masse après séchage à 120°C [kg]
M _r	Masse de l'éprouvette après refroidissement [kg]
V(UPV)	Vitesse de l'impulsion ultrasonique (Ultrasonic Pulse Velocity) en (m/s)
R	Indice de rebondissement
XRF	Analyse par fluorescence aux rayons

Notations

A_s	Section du ferrailage transversal
a et b	Paramètres d'ajustement de la courbe contrainte-déformation du béton (Modèle d'Aslani and Bastami)
a, b et c	Fonctions utilisées par le modèle constitutif de l'Eurocode2
b_1, b_2	Paramètres du matériau acier, sont en fonctions de la contrainte et de la température dans l'acier
C_1, C_2, C_3	Constantes utilisées dans le modèle Schneider pour prendre en compte le type d'agrégat dans l'évaluation de la déformation transitoire de fluage dans le modèle de Schneider
C_p	Chaleur spécifique
d_s	Diamètre des barres du ferrailage transversal
E	Module d'élasticité longitudinal
E_{ci}	Module d'élasticité initial à température ambiante
E_{or}	Module d'élasticité initiale tangent résiduel
E_{ciT}	Module d'élasticité initial à température élevée T
E_{ciT}	Module tangent de la courbe contrainte-déformation dans la branche descendante, à la température élevée T
E_{pi}	Module tangent de la courbe du béton à la contrainte maximale
$E_{EC2}^{implicit}$	Module tangent ($\sigma - \varepsilon$) du modèle de l'Eurocode2
E_{ENV}	Module tangent dans le modèle ENV
E_{pr}	Module d'élasticité sécant résiduel correspondant à la contrainte de pic
$E_{s,\theta}$	Pente de la zone élastique linéaire de l'acier de béton armé
E_{ci}	Module d'élasticité initial à température ambiante
$E_{s,20}$	Module d'élasticité statique à 20°C
$E_{s,r}$	Module d'élasticité statique résiduel
$E_{c,20}$	Module d'élasticité dynamique à 20°C
$E_{c,r}$	Module d'élasticité dynamique résiduel
f_c	Résistance mécanique caractéristique à la compression
f_t	Résistance mécanique caractéristique en traction
f_{cT}	Contrainte de compression du béton à température élevée T
f'_{cT}	Résistance ultime du béton à la compression à température élevée T
f'_c, f'_{cr}	Résistances à la compression à température ambiante et résiduelle respectivement
$f_c(20)$	Résistance à la compression à température ambiante (Modèle de Li et Franssen)
$f_c(T_{max})$	Résistance à la compression à température maximale T_{max} (Modèle de Li et Franssen)
$f_{res}(T_{max})$	Résistance résiduelle après refroidissement de T_{max} à la température ambiante (Modèle de Li and Franssen)
f'_{ccT}	Résistance à la compression du béton confiné à température élevée
f'_{lT}	Contrainte efficace latérale de confinement à température élevée
f_{tT}	Contrainte en traction à la température T
f_{crT}	Résistance en traction à la température T
f'_t, f'_{tr}	Résistances de traction à température ambiante et résiduelle respectivement
f_c	Résistance à la compression initiale (Modèle Eurocode4)
$f_{c,\theta,20^\circ C}$	Résistance à la compression résiduelle du béton échauffé à une température maximale θ_{max} puis refroidi à la température normale de 20°C (Modèle Eurocode4)
f_{ck}	La résistance caractéristique du béton à 20°C
$f_{c,20}$	Résistance à la compression uni-axiale du béton à 20°C
$f_{c,r}$	Résistance résiduelle à la compression uni-axiale du béton
f_y	Limite d'élasticité dans les aciers de béton armé à température ambiante

f_{yT}	Limite d'élasticité dans les aciers de béton armé à température élevée
$f_{sp,T} ; f_{sy,T}$	Limite élastique et la contrainte maximale dans les aciers de béton armé laminés à chaud et formés à froid aux températures élevées (Modèle constitutif de l'Eurocode)
$f(T)$	Fonction empirique obtenue en ajustant les données expérimentales fournies par Diederichs
G	Module d'élasticité de cisaillement
G_f	Energie de fissuration du béton
$g(\sigma_F, T)$	Fonction qui tient compte de l'augmentation du module d'élasticité due aux charges externes dans le modèle de Schneider
K_{hT}	Facteur de confinement à température élevée (Modèle de Youssef and Moftah)
K_e	Coefficient d'efficacité de confinement (Modèle de Youssef and Moftah)
k_{tr}	Constante qui varie de 1.8 à 2.35, utilisée pour évaluer la déformation transitoire de fluage dans le modèle d'Anderberg and Thelandersson
$k_{c,\theta}$	Facteur de réduction à appliquer à f_c pour déterminer $f_{c,\theta}$
LITS	Load Induced Thermal Strain (déformation transitoire du Modèle de Terro)
M, n	Paramètres indépendants pour contrôler la forme de la fonction concernant la branche ascendante et descendante
n	Facteur adimensionnel qui tient compte de l'effet du poids du béton sur la forme de la courbe contrainte-déformation (Modèle de Schneider)
r	Rapport entre le module d'élasticité tangent initial du béton et sa différence par rapport au module sécant à la contrainte maximale
S_h	Espacement entre le centre des barres du ferrailage transversal
T	Variable température
T_0	Température ambiante à 20°C
T_g	Constante pour tenir compte du type d'agrégat lors de l'évaluation de la déformation de fluage transitoire dans le modèle de Schneider
t	Variable temps
t'	Temps au quel la charge a été appliquée
V_a	Fraction volumique d'agrégat utilisée pour évaluer la déformation transitoire de fluage (Modèle de Terro)
Z	Pente de la branche descente de la courbe contrainte-déformation du béton
α	Coefficient de dilatation thermique
α_1	Facteur qui tient compte des caractéristiques de liaison des bars sur la rigidité en traction du béton
α_2	Facteur tenant compte du type de chargement sur la rigidité en traction du béton
β	Fonction utilisée dans le modèle de Schneider
β_{mT}	Paramètre de forme de la courbe contrainte-déformation du béton (Modèle d'Aslani and Bastami)
γ_ω	Fonction pour tenir compte de l'effet de l'humidité contenu sur la déformation transitoire de fluage dans le modèle de Schneider
γ_0	Constante pour tenir compte du type d'agrégat lors de l'évaluation de la déformation de fluage transitoire dans le modèle de Schneider
ε_0	Déformation à la contrainte maximale pour le béton non confiné à température ambiante
ε_{tot}	Déformation totale sous température et chargement
$\varepsilon_{th}(T)$	Déformation thermique libre due à l'allongement thermique
ε_σ ou ε_m	Déformation due aux contraintes mécaniques en fonction de (σ, T)
ε_e	Déformation mécanique en partie élastique
ε_{pl}	Déformation mécanique en partie plastique
ε_{cr}	Déformation classique du fluage due aux températures élevées T
$\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$	Déformation transitoire de fluage
$\varepsilon_{0,3}$	Valeur de ε_{tr} pour la contrainte initiale $0.3f'_c$
ε_r	Déformation due aux contraintes résiduelles éventuellement présentes dans l'acier
ε_f	Déformation de fluage

ε_{0T}	Déformation ultime à la contrainte maximale du béton à température élevée
ε_{uT}	Déformation ultime (maximale) de compression du béton non confiné à température élevée T
ε_{max}	Déformation maximale à la contrainte maximale à la température T
ε_{cT}	Déformation du béton à la température T
ε_{0c}	Déformation à la contrainte maximale pour béton confiné à température ambiante
ε_{0Tc}	Déformation à la contrainte maximale du béton confiné à température élevée T
ε_{50uT}	Composante de déformation qui prend en compte l'effet de la résistance du béton sur la pente de la branche descendante du béton non confiné à température élevée
ε_{50h}	Composante de déformation qui donne la ductilité supplémentaire grâce au renforcement transversal rectangulaire
ε'_{ctT}	Déformation de traction correspondante à la contrainte maximale à la température T
ε_{tT}	Déformation de traction maximale dans le béton à la température T
ε_{0r}	Déformation de pic résiduelle
$\varepsilon_{c1,EC2}$	Déformation au pic du modèle de l'Eurocode2 représentée par ε_u
$\varepsilon_{c1,min}$	Déformation au pic du modèle ENV avec la limite inférieure (essai stationnaire) sans la déformation transitoire
$\varepsilon_{sp,T} ; \varepsilon_{sy,T}$	Déformations correspondantes à la limite élastique ($f_{sp,T}$) et à la contrainte maximale ($f_{sy,T}$) dans les aciers de béton armé laminés à chaud et formés à froid aux températures élevées respectivement (Modèle constitutif de l'Eurocode)
$\dot{\varepsilon}_{cr,s}$	Déformation classique du fluage de l'acier du béton due aux températures élevées T
θ_{max}	Température maximale atteinte dans le béton
δ	Taux de la réduction de la résistance après refroidissement
μ_d	Coefficient de Poisson ($\mu_d = 0,2$)
ρ	Densité du béton (kg / m^3)
ρ_s	Rapport du volume du ferrailage transversal au volume du noyau en béton mesuré à l'extérieur du ferrailage transversal
σ	Contrainte correspondante à ε
σ_{cT}	Contrainte totale de compression à la température élevée T
σ'_c, σ'_{cT}	Contraintes de compression à température ambiante et à haute température respectivement
σ_{tT}	Contrainte totale de traction à la température T
σ'_t, σ'_{tT}	Contraintes de traction à température ambiante et à haute température (T) respectivement
σ_s	Contrainte dans l'acier du béton
$\tilde{\sigma}$	Contrainte qui est maintenue constante durant l'échauffement
τ_{uT}	Resistance d'adhérence à haute température
τ_{u0}	Resistance d'adhérence à température ambiante
Φ	Fonction pour évaluer la déformation transitoire de fluage dans le modèle de Schneider
$\varphi(T)$	Est donnée dans le modèle de l'Eurocode2
ω	Teneur en eau

INTRODUCTION GENERALE

Le feu a été pour toujours une source naturelle de confort utilisé par l'être humain pour la production d'énergie et de la lumière, soudainement, cette source peut se transformer à un danger mortel et douloureux suite à une négligence ou une malveillance, vu les pertes humaines et matérielles que peut causer, et cela malgré les mesures actives et passives appliquées pour limiter ces dommages. Cela a mis en évidence l'importance vitale d'intégrer la sécurité au feu dans la conception de bâtiments civils et industriels, ce qui a encouragé à réagir en étudiant plus profondément le comportement des structures soumises à l'incendie.

Le concept de l'analyse générale d'une structure soumise au feu se compose de trois étapes de base : la modélisation de l'incendie, l'analyse thermique et l'analyse structurelle. Tout d'abord, la modélisation de l'incendie consiste à calculer l'évolution de la température des gaz dans l'environnement que peut occuper l'incendie, afin que cette évolution soit plus réaliste, le scénario de l'incendie doit être modélisé en fonction de la charge calorifique, les dimensions du compartiment, la surface des ouvertures, les propriétés thermiques des matériaux constituant les murs et les planchers. L'analyse thermique est destinée à prédire la distribution de températures dans les différents éléments de la structure. En dernier lieu, l'analyse structurelle consiste à la vérification de la stabilité des éléments et de la structure globale sous des sollicitations thermiques et mécaniques combinées.

La conception et calcul des structures soumises à l'incendie ont connu un grand développement sur le plan théorique et pratique, divers outils ont été mis à la disposition du concepteur de structure et de protection. Ces outils sont basés d'une part sur la théorie et les développements analytique et numérique avec prise en compte des non linéarités en mode statique et dynamique et d'autre part sur l'outil expérimentation.

Les textes normatifs actuels se disposent de trois niveaux de méthodes : les tables ou les formules empiriques définies sur la base d'essais réalisés sous les feux standards, ensuite, des méthodes de calcul simplifiées basées sur des théories simples ont été proposées pour obtenir des règles de conception en toute sécurité, enfin, des méthodes numériques ou des analyses avancées. Les outils développés à cet effet doivent être les plus prédictifs possibles, la modélisation doit intégrer un maximum d'informations tant sur la structure que sur le comportement des matériaux. Ainsi, il est nécessaire dans le cas de ces outils, d'être capable de rendre compte d'une part des effets des endommagements thermiques causés par le processus du chauffage et d'autre part, des effets de la dégradation mécanique au cours des cycles de chargement.

Le comportement réel au feu des structures peut être abordé avec précision par l'utilisation des méthodes et des analyses numériques. Ces méthodes conduisent à des prédictions très précises, mais elles nécessitent des validations par des résultats expérimentaux afin d'étalonner les théories et fournir des méthodes et des modèles de conception pour des applications pratiques.

1. Description du problème et état de l'art

Durant ces dernières années, un nombre important d'incendies a été constaté, parmi ces incendies, on peut citer quelques exemples (figure 01) :

World Trade Center de New York lors des attentats du 11 septembre 2001 (2977 morts), les pompiers ont combattu d'importants incendies dans les décombres ainsi que dans certains immeubles voisins et cela durant plusieurs jours ; l'incendie de la tour Grenfell (24 étages d'habitations) à Londres en juin 2017 (72 morts, 74 personnes hospitalisées) ; le violent incendie dans la toiture de la cathédrale Notre-Dame de Paris en avril 2019 (ravageant la toiture et la charpente, détruisant la flèche et endommageant la voûte) ainsi que l'incendie de l'usine Lubrizol à Rouen en France en septembre 2019 (Plus de 5000 tonnes de produits chimiques inflammables, stockés sur un site Seveso 2 s'embrasent et génèrent un nuage de fumée de plus de 20 kilomètres, qui a été perceptible jusque dans les Hauts-de-France). Lors de ces incendies, des grandes pertes humaines ont été enregistrées, les structures ont subi d'importants dégâts (endommagement mécanique, d'importantes fissurations et des détachements de matière des voussoirs sur certaines parties). Tout cela implique des coûts de réparations importants ainsi qu'une immobilisation de la structure.



(a) World Trade Center
le 11 septembre 2001

(b) La cathédrale Notre-Dame
de Paris en feu (15 avril 2019)

(c) La tour Grenfell en feu,
le 14 juin 2017

Figure 01. Exemples des célèbres incendies dans les vingtaines dernières années

L'approche normative traditionnelle basée sur le feu nominal ISO 834(1999) [1], dans plusieurs cas de calcul sur le plan résistance conduit à un surdimensionnement, un enrobage plus grand ou des sections d'acier plus massives, sur le plan de la protection des dispositions plus sèbres en ce qui concerne la protection passive et active de la construction. Le concept de durée de résistance basé sur les résultats des essais sous le feu nominal peut conduire à une sous estimation de la durée d'échauffement de la structure. Donc une approche plus réaliste du feu est nécessaire qui comprend non seulement la phase d'échauffement, mais aussi la phase de refroidissement et qui se base sur les conditions réelles qui gouvernent le développement du feu (le débit calorifique, les conditions de ventilation et les propriétés thermiques du local). Mgnusson, S.E and Thelandersson, S (1970) [2] a publié des courbes températures-temps décrivant le développement du feu naturel, en se basant sur les équations du bilan énergétique, ces courbes ont été introduites dans la réglementation suédoise et qui ont servi par la suite comme une base aux courbes paramétriques présentées dans l'Eurocode1-1-2, Annexe A [3].

L'influence du scénario réel de l'incendie sur la résistance au feu est un élément essentiel pour une approche plus réaliste, tel que présenté par exemple pour l'étude des colonnes en béton armé, en acier et mixtes : Thèses de Dimia (2014) [4], de Franssen, J.M (1987 et 1997) [5,6], de Gernay,T (2012) [7] et de Sekkiou, S (2019) [8]. La durée requise pour la stabilité d'une structure peut être plus longue que la phase d'échauffement et la structure survit à la durée totale du feu. Dans de tels cas, la capacité portante de la structure continue a baissé après que les températures maximales des gaz reviennent à la température ambiante, elle peut atteindre une valeur minimale et éventuellement, elle peut être

récupérer partiellement ou totalement, quand la température dans la structure revient à la température ambiante.

La continuité de la dégradation de la capacité portante après la phase d'échauffement est due principalement au comportement des matériaux. Bien que la résistance et la rigidité de l'acier puissent être récupérées totalement ou partiellement dès le début de la phase de refroidissement et l'acier peut revenir à l'état initial quand toute la section chauffée est refroidie, en fonction du type de l'acier et la température maximale atteinte durant l'échauffement (Kirby B.R et al (1986) [9]), le béton reste considérablement endommagé après le refroidissement, non seulement parce que la résistance du béton n'est pas réversible, mais certaines indications tendent à prouver qu'il y a une perte supplémentaire de la résistance après la phase du refroidissement comme il a été prouvé par Li, Y.H and Franssen, J.M (2011) [10] et Cvetkovska, M et al (2009) [11]. La vérification de la résistance de la structure durant la phase d'échauffement de l'incendie ne garantit pas que la rupture ne parvienne pas à un stade ultérieur.

De nombreux travaux et recherches ont été effectués sur les propriétés mécaniques résiduelles du béton après l'exposition à des hautes températures (la résistance à la compression, la résistance en traction et le module d'élasticité), parmi ces travaux, ceux menés par Chang et al (2006) [12] et Klingsch et al (2009) [13] sur la relation contrainte-déformation résiduelle pour le béton et la résistance du béton après exposition à des températures élevées.

Felicetti and Gambarova (1998) [14] et Chan et al (1999) [15] ont étudié les effets des températures élevées sur la résistance résiduelle à la compression du béton à haute résistance. Torić et al (2016) [16] ont présenté les résultats d'une étude expérimentale sur les propriétés mécaniques du béton léger après une exposition au feu. En outre, Dvořák and Chobola (2018) [17] ont mené des recherches sur les essais non destructifs et destructifs du béton dégradé à haute température.

De nombreuses études sont présentées dans la littérature sur le comportement après incendie des éléments structuraux en béton armé, Tout d'abord, pour les voiles concernés par cette étude, on peut citer les travaux de Ngo et al (2013) [18] sur les murs en béton à résistance normale qui sont chargés axialement et exposés à des feux standard ou d'hydrocarbure, Dimia and Fellah (2012) [19] ont réalisé une analyse numérique sur la prédiction de l'effondrement de murs porteurs en béton exposés à des incendies paramétriques. Deshpande and Andrew (2018) [20] avaient étudié expérimentalement la réponse des murs de contreventement en béton armé soumis à des sollicitations thermiques et sismiques combinées. Mueller et Kurama (2017) [21] ont présenté une étude expérimentale à vraie échelle sur le comportement des murs porteurs en béton armé durant et après un incendie. Mistri et al (2016) [22] ont réalisé une recherche sur le comportement des murs de contreventement en béton armé exposés à un incendie. Hayhoe and Youssef (2013) [23] étudiant le comportement structurel des murs en béton pendant ou après une exposition au feu.

L'étude expérimentale et numérique des poteaux durant et après feu est la plus importante parmi les études sur les éléments structuraux, pour les poteaux en béton armé, nous pouvons se référer aux recherches de : Chen et al (2009) [24] qui ont entrepris un travail sur le comportement après incendie des poteaux; Dimia et al (2011) et Gernay and Dimia (2013) [25,26] avaient examiné l'effondrement des poteaux pendant et après la phase de refroidissement d'un incendie; Awad (2018) [27] a étudié l'effet de la méthode d'extinction sur le comportement des colonnes en béton armé soumises au feu, Obaidat et al (2016) [28] ont présenté les résultats d'une étude sur le comportement mécanique résiduel des poteaux courts.

D'autres études sont élaborées sur la dégradation de la résistance et de la rigidité des colonnes en béton armé et en béton à haute performance par Lin, C.H et al (1990) [29], Benmarce, A and Guenfoud, M (2005, 2015) [30,31] et Dotreppe, J.C et al (1999) [32].

Les poteaux en acier sont largement étudiés sous différentes conditions de chargements et de la nature de leur assemblage, en majorité dans la phase de montée des températures en tenant compte ou non des contraintes résiduelles dans l'acier. Une étude est présentée par Bennetts, I.D et al (2002) [33] sur la réponse de colonnes et poutres en acier composite, y compris les études de l'effet des gradients de température et de contrainte axiale sur la performance de la colonne. Wang, P. et al (2007) [34] ont étudié l'effet de la phase du refroidissement sur le comportement des structures en acier, un nouveau modèle de comportement est proposé, un rapport européen Profil Arbed (1999) [35] a mis l'accent sur le nouveau concept des structures sous l'action du feu naturel.

L'étude du comportement des colonnes mixtes acier-béton sous conditions d'incendie est plus remarquable que celle à température ambiante. Ce comportement peut être bien compris en utilisant des modèles avancés tels que : Lie, T.T et al (1993) [36], Han, L.H et al (2001) [37], Zha, X.X (2003) [38], les modèles simples de calcul pour la conception pratique sont encore très limités : CHU Thi Binh (2009) [39] et Renaud, C (2003) [40]. La recherche sur la résistance au feu des colonnes en acier profilé creux remplies de béton et béton armé a été préalablement faite par Lie, T.T and Kodur (1996) [41] avec des limites de pourcentage des armatures principales de 1,5% à 5% et de longueur efficace de la colonne de 2 m à 4,5 m.

Par ailleurs, l'Eurocode 4 (2004) [42] a fourni un modèle de calcul simplifié à l'annexe H applicable aux colonnes axialement chargées circulaires ou rectangulaires remplies de béton, le champ d'application de cette méthode est limité aussi (pourcentage de l'acier d'armature inférieur à 5% et la longueur de flambement moins de 4,5 m) parce que la recherche expérimentale sur les colonnes en profilé creux remplies de béton dans des conditions d'incendie est très coûteuse, très peu d'essais ont été effectués tels que : Guyaux, P et al (1979) [43], Kordina, K. and Klingsch, W (1983) [44], Rush, D. et al (2012) [45]. Dans ces études, toutes les colonnes testées ont des sections d'acier creux remplies de béton normalement vibré. La prédiction de la rupture des colonnes en acier creux rempli de béton exposées au feu naturel a été menée par Kodur, V.K.R and Fike, R.S (2009) [46, 47], dans ses études, ils ont bien démontré que la résistance basée sur les courbes ISO n'est pas déterminante, soit sur le plan sécurité, soit sur le plan économique. Afaghi and Abdollahzadeh (2019) [48] ont réalisé une recherche sur l'effet de la vitesse de refroidissement sur le comportement post-incendie de la colonne CFST. Pour les simulations numériques, Dimia et al (2017) [49] et Sekkiou et al (2018) [50] ont mené une analyse numérique sur le comportement des profilés creux en acier remplies de béton exposés au feu paramétrique.

Pour les poutres, Balaji et al (2016) [51] ont exposé une méthode de fiabilité des poutres en béton armé exposées au feu, Guergah (2018) [52] a établi une étude numérique paramétrique sur le phénomène d'écaillage dans le cas des poutres en béton armé exposées au feu d'hydrocarbure, 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. Bihina, G (2011) [53] avait analysé le comportement des poutres cellulaires d'un plancher mixte sous feu, une enquête numérique sur le cisaillement par poinçonnage des dalles en béton armé exposées au feu a été réalisée par Sadaghian, H and Farzam, M (2019) [54].

L'examen et l'analyse des différentes études, recherches publications et ouvrages dans le domaine de calcul des éléments structuraux exposés au feu, ont montré les limites et le manque de données soit au niveau des normes soit au niveau expérimental. La majorité des travaux sont intéressés à la vérification de la résistance durant la phase d'échauffement.

D'autres travaux ont été orientés vers l'étude du comportement résiduel des matériaux dans le domaine post incendie.

Cependant, l'étude de la performance des voiles en béton armé et l'évaluation de leur capacité portante après une action thermique sévère telle que le feu en considérant toute les phases de son développement sont extrêmement rares. L'évolution des propriétés résiduelles des matériaux après refroidissement doivent être connue pour effectuer une telle analyse. Les éléments en béton armé peuvent souvent survivre à un scénario de feu quelque soit son intensité et donc l'évaluation de sa capacité portante vis-à-vis d'autres actions accidentelles telles que le séisme après une telle action et un élément clé pour établir l'état de ces éléments pour continuer à résister ou de prévoir un système adéquat de leur renforcement.

La connaissance de la capacité portante des éléments porteurs après l'action du feu est un état à investiguer pour déterminer leur compétence à supporter une action sismique éventuelle suite aux dégradations et endommagement que peut avoir les matériaux qu'ils les constituent, en particulier le béton qui connaît des pertes en résistance et en rigidité après avoir été exposé aux hautes températures. Des indications montrent que ces pertes peuvent atteindre un ordre de 75% pour la résistance et de 95% de la rigidité pour une température de 800°C.

Bien que le comportement des poteaux en béton armé à des températures élevées ait été largement étudié sous des charges de service après refroidissement, les études sur le comportement sismique post-incendie des éléments structuraux en béton armé sont extrêmement rares. Ugur et al (2020) [55] ont décrit les résultats d'une étude expérimentale et numérique pour étudier la performance sismique post-incendie des colonnes en béton armé préfabriqué qui ont été endommagées par le feu, afin de déterminer l'impact des dommages causés sur le comportement force-déplacement, la relation moment-courbure, la rigidité, la capacité de dissipation d'énergie et les déplacements résiduels. Bailey et Yaqub (2012) [56] ont présenté les résultats d'une étude expérimentale visant à étudier les performances sismiques post-incendie au cisaillement critique des colonnes en béton armé qui avaient été réparées. Bénichou et al (2013) [57] avaient examiné les résultats de la résistance sismique d'éléments en béton renforcé de FRP après exposition au feu. En outre, une approximation simplifiée utilisant la méthode numérique d'interaction axiale-cisaillement-flexion pour estimer capacité portante latérale non chauffée des colonnes a été met en évidence par Mostafaei et al (2010) [58], Saatcioglu and Ozcebe (1989) [59].

Le travail développé dans cette thèse vise à analyser par la voie de la simulation numérique le comportement des voiles en béton armé soumis à différents incendies naturels afin de vérifier, si la possibilité d'effondrement de la structure pendant ou après la phase de refroidissement est possible ? Et de chercher par la suite si ces éléments peuvent continuer à résister sous un chargement de service ou un chargement accidentel tel que le séisme après l'action du feu. La détermination de la capacité portante latérale est un élément très important pour vérifier la performance structurelle en face d'une telle situation. Les voiles sont choisis parce que ce sont des éléments structuraux de grande importance qui sont destinés à assurer le contreventement des constructions en supportant des actions verticales et horizontales.

L'action thermique est prépondérante dans le cas des murs en béton armé à cause de leur grande surface d'exposition au feu. La perte de la résistance des ces éléments en présence de

sollicitations thermiques et mécaniques combinées peut entraîner de grands désordres structurels ou la ruine même de la structure globale.

2. Objectifs visés par cette recherche

Le travail de cette thèse consiste essentiellement à la modélisation du comportement des voiles et la détermination de leur capacité portante latérale vis-à-vis aux actions horizontales après exposition au feu. Les simulations ont été réalisées avec le logiciel SAFIR pour l'analyse thermique transitoire et pour l'analyse structurelle en tenant compte des non linéarités géométriques et matérielles. Une attention particulière est donnée au comportement du béton durant la phase de refroidissement et après refroidissement en vue de mettre en évidence la chute et la perte supplémentaire de la résistance après que la température maximale est atteinte en phase d'échauffement. Les propriétés mécaniques résiduelles du béton sont déterminées par la voie de l'expérimentation, une large série d'expériences thermiques et mécaniques a été effectuée, les résultats de l'analyse expérimentale ont été implémentés dans l'analyse numérique. Les caractéristiques thermomécaniques de l'acier sont prises directement des codes normatifs (Eurocodes). En effet, la perte de la capacité portante dans le cas des structures en béton armé peut être attribuée aux effets thermiques et mécaniques et leur interaction (déformation thermique, fluage transitoire) tandis que dans les aciers, les dilatations thermiques sont dominantes.

En plus d'analyser les phénomènes qui conduisent à cette dégradation et les déformations qui gouvernent ce comportement, le phénomène de la déformation thermique transitoire spécifique au béton est traité en particularité, son développement et les mécanismes de transformation dans le béton durant l'échauffement qui conduisent à l'apparition de la déformation thermique transitoire. Ainsi, dans la présente étude, beaucoup d'attention a été consacrée à l'évaluation de la capacité portante des voiles sous la combinaison de l'action thermique et mécanique en considérant un cheminement de chargement transitoire qui consiste à appliquer un taux de chargement axiale fixe et en variant l'action thermique avec le temps. Afin de mieux comprendre le comportement des voiles en béton armé un ensemble de paramètres est mis en jeu, en particularité : les scénarios du feu et certains paramètres physiques et mécaniques tels : l'épaisseur, la hauteur des voiles et la variation des conditions de liaison.

3. Structure de la thèse

Dès le début, un de nos objectifs était de clarifier d'une part l'influence des principaux paramètres jouant sur le comportement du béton durant et après l'exposition au feu et d'autre part de souligner les paramètres mécaniques et physiques qui peuvent favoriser les ruptures dans les voiles après la phase d'échauffement ce qui permettra d'évaluer la capacité portante axiale qui assure la continuité de résistance après l'action du feu, ceci nous permettra de mieux comprendre les origines des phénomènes dans le matériau au cours de l'échauffement, notamment celle de la déformation thermique transitoire qui pilote l'endommagement thermomécanique dans les éléments en béton armé. La recherche des propriétés résiduelles du béton après l'action du feu a fait l'objet d'une étude expérimentale minutieuse en effectuant une série d'essais destructifs et non destructifs pour mettre en évidence la dégradation des caractéristiques mécaniques après l'action thermique. Une série de simulations est entreprise en considérant les résultats de l'analyse expérimentale qui sont implémentés dans le code SAFIR, les résultats obtenus confirment bien notre souci, et montrent bien que la rupture tardive dans les voiles est un phénomène très probable ce qui a permis de déterminer la charge limite que peut supporter le voile durant et après l'exposition au feu. Cette action est

ensuite introduite dans l'analyse et le calcul de la capacité portante latérale des voiles. A notre connaissance aucune recommandation n'est disponible actuellement dans les règles pour la vérification de la résistance en vers ce type de phénomènes combinés. Dans ce contexte, la présente thèse est composée de quatre chapitres :

Le chapitre I : a pour objectif de présenter une synthèse des travaux réalisés sur l'évolution du comportement thermomécanique du béton, des éléments structuraux en béton armé soumis à des hautes températures. Les résultats expérimentaux présents dans la littérature sont variés, parfois contradictoires et confus. Tout d'abord, les déformations thermiques du béton, de ses constituants et l'évolution des propriétés physiques, mécaniques et thermiques au cours de l'échauffement sont analysées.

Les évolutions de la résistance à la compression, résistance en traction et le module d'élasticité sont présentées en fonction des différents paramètres influençant ces comportements. Enfin les déformations thermiques sont analysées en mettant le point sur les processus et mécanismes conduisant à la dégradation de la résistance et de la rigidité du béton. Une particularité est donnée à la déformation thermique transitoire et le chemin de sollicitations. Comme cette thèse est orientée vers des applications structurelles, une revue des travaux réalisés sur le comportement des voiles exposés aux actions thermiques et mécaniques sont présentés en détail, une partie de ces travaux est purement expérimentale et le reste des travaux est consacré au calcul analytique et à la modélisation numérique.

Le chapitre II : est consacré aux travaux sur la modélisation thermomécanique du béton et de l'acier, une revue des modèles existants sur le comportement du béton en phase d'échauffement et après refroidissement est présentée et analysée, une particularité est consacrée aux modèles qui tiennent compte de la déformation transitoire d'une manière implicite ou explicite tel que le modèle de l'Eurocode2 et le modèle ETC (Explicit Transient Creep). Une partie est réservée aux modèles de comportement de l'acier, le modèle de l'Eurocode est exposé en détail. Les modèles Eurocode2 pour le béton et l'acier sont implémentés dans le code SAFIR ainsi que le modèle ETC (Explicit Transient Creep).

Le chapitre III : présente l'évaluation des propriétés résiduelles du béton en considérant différents scénarios de feu avec différents niveaux d'échauffement, la résistance du béton à la compression, le module d'élasticité ont été évaluées par le moyen des essais destructives et non destructives tels que la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques et la mesure de la dureté de surface par le scléromètre, la perte de masse est aussi calculée. Les résultats obtenus sont comparées aux résultats déterminés à partir des modèles analytiques et règles de calcul (Eurocodes), une bonne concordance est enregistrée. Les résultats ainsi déterminés sont implémentés par la suite dans l'analyse du comportement des voiles sous charges verticales et horizontales.

Le chapitre IV : la première partie est une présentation du logiciel SAFIR, ses fondements théoriques et sa validation sont exposés. La deuxième partie a été destinée à l'étude théorique de la résistance des voiles. La partie essentielle de ce chapitre est consacré aux simulations numériques pour l'évaluation de la capacité portante des voiles sous l'action des charges verticales et horizontales en considérant différents paramètres physiques et mécaniques :

Pour le feu : la durée d'échauffement (modèle de feu),

Pour les voiles en béton armé : la hauteur, l'épaisseur des voiles et les conditions d'appuis.

Le plan de cette recherche est illustré dans l'organigramme ci-dessous (figure 02) ainsi que la procédure de l'analyse thermomécanique est représentée par la figure 03.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

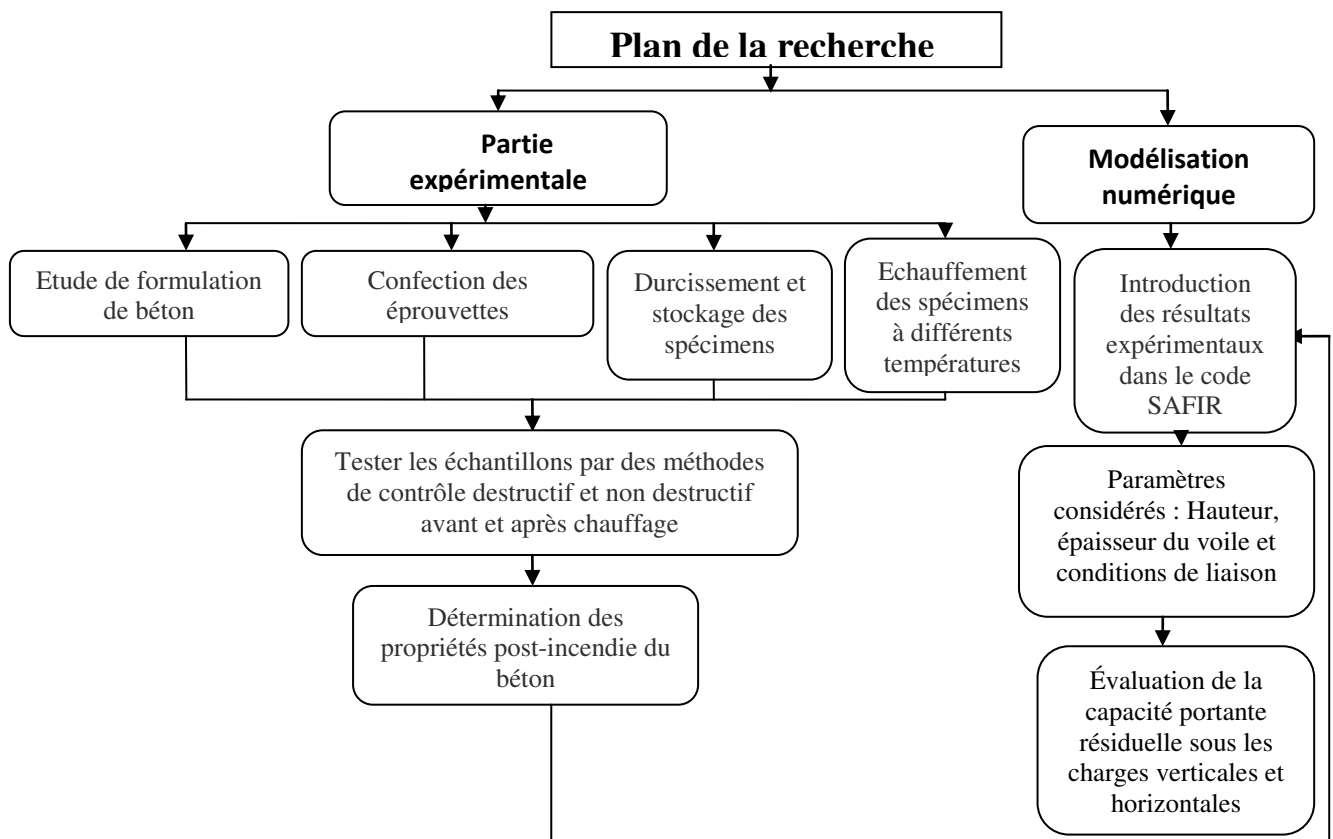


Figure 02. Organigramme de la méthodologie de recherche menée dans cette étude.

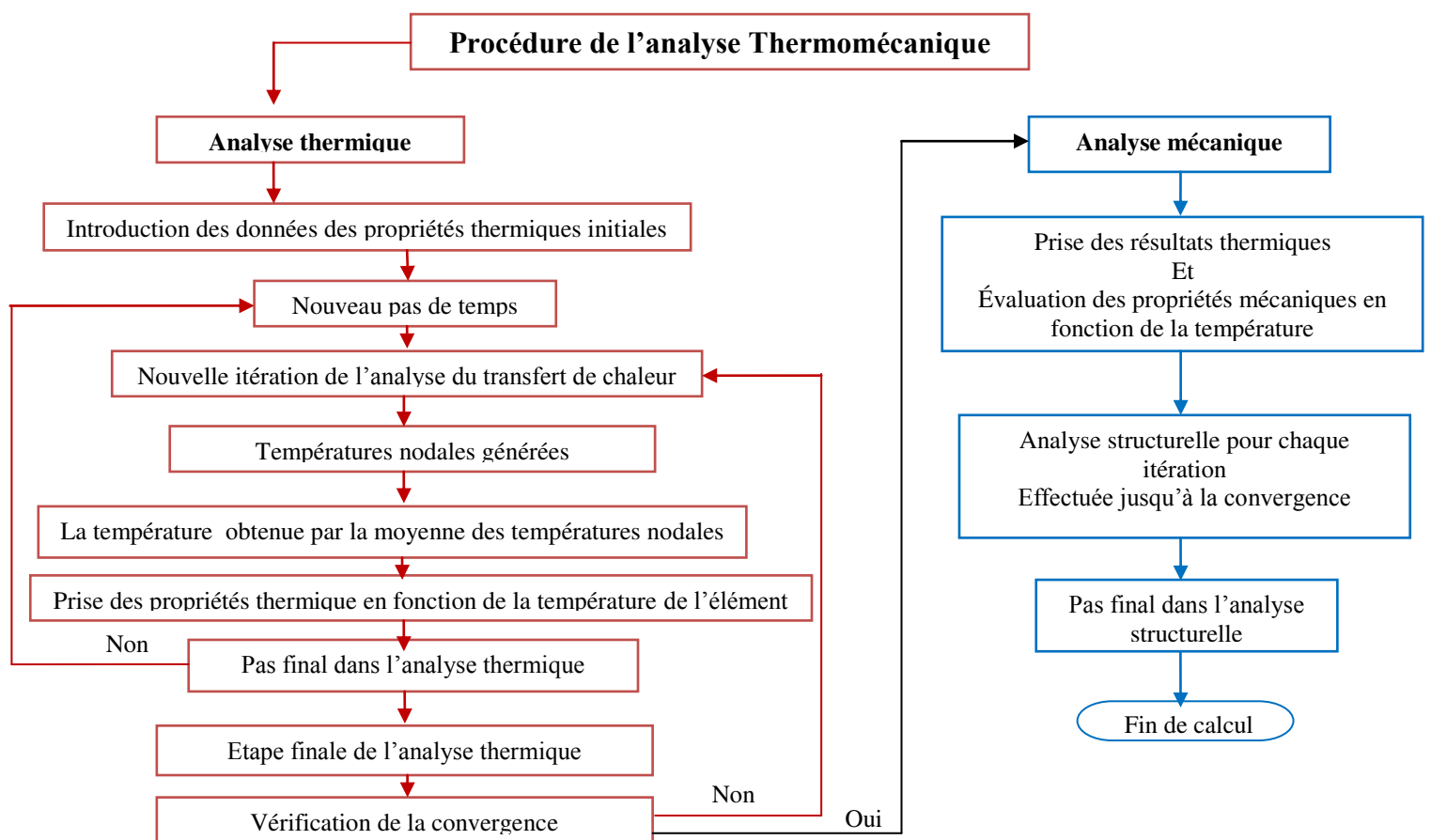


Figure 03. Organigramme de l'analyse Thermomécanique

CHAPITRE I

REVUE DES TRAVAUX SUR LE COMPORTEMENT DU BÉTON ET DES VOILES EXPOSÉS AU FEU

L'objectif de ce chapitre est d'examiner l'évolution du comportement du béton et ses constituants en phase de la montée des températures et durant la phase de refroidissement, afin d'analyser les phénomènes que peuvent caractériser le modèle utilisé pour l'étude du comportement des éléments structuraux dans une construction. Une partie de ce chapitre est consacrée à l'évolution des caractéristiques mécanique de l'acier durant le cycle échauffement-refroidissement du feu naturel.

Dans la première partie bibliographique de ce chapitre, sont présentés les effets des hautes températures sur les éléments constitutifs du béton et les dégradations qui en résultent surtout dans l'interface pâte de ciment-granulats et leur influence sur le comportement du béton. Dans la deuxième partie, l'évolution des propriétés physiques, thermiques et mécaniques en fonction de l'évolution de la température est analysée. Les travaux concernant Les évolutions des caractéristiques mécaniques en fonction des températures sont présentés. Les déformations du béton sont analysées en particulier la déformation thermique transitoire en mettant le point sur les processus du chemin des sollicitations. Une synthèse des travaux réalisés est rapportée.

Le comportement mécanique résiduel du béton est examiné. La dégradation de l'interface armatures béton est présentée en montrant le comportement résiduel d'adhérence.

Comme cette thèse est orientée vers des applications structurelles, une attention particulière est accordée au comportement thermomécanique des voiles sous différentes sollicitations. En premier lieu, les travaux sur le comportement des voiles exposés aux hautes températures sont présentés et analysés. En deuxième lieu une attention est donnée aux travaux réalisés sur le comportement résiduel des voiles sous sollicitations combinées thermiques et mécanique.

Les travaux effectués sur la performance de ces éléments structuraux sous des actions horizontales modélisant ainsi une action sismique éventuelle après l'action du feu sont rares ce qui a motivé le développement de cette recherche pour l'analyse et l'évaluation du comportement post-incendie des voiles dans le but de mettre en application des recommandations pour l'amélioration de la performance structurelles des voiles. La démolition ou non de tels éléments en face de cette situation et la recherche d'une technique de renforcement représente un outil pratique pour l'ingénieur.

I.1 Introduction

Les catastrophes naturelles telles que les tremblements de terre et les incendies peuvent survenir dans les constructions en béton armé et sont l'une des causes les plus graves des dommages provoqués dans les structures des bâtiments. Les dommages majeurs qu'un bâtiment peut subir sont généralement causés par des accidents d'incendie. Lorsque le béton est exposé à des températures élevées, les éléments structuraux et non structuraux du bâtiment peuvent subir des modifications importantes en fonction de l'intensité et de la durée de l'exposition, en cas d'incendie accidentel, il peut atteindre une température au-delà de 1000°C.

Le présent chapitre est une synthèse bibliographique des travaux de recherche sur l'évolution du comportement des matériaux béton et acier soumis aux hautes températures ainsi que le comportement des voiles en béton armé sous charges verticales et horizontales après l'action du feu. Il sera divisé en trois grandes parties. La première partie portera sur l'évolution des caractéristiques mécaniques, physiques et thermiques en fonction de la température. La deuxième partie est consacrée à l'évolution des caractéristiques mécaniques résiduelles du béton et de l'acier. La troisième partie présente une revue des travaux expérimentaux et analytiques sur le comportement thermomécanique des voiles durant et après l'action du feu.

I.2 Eléments constituant le béton

Le béton durci est un matériau très hétérogène vu la large étendue granulométriques des granulats mais aussi la diversité des produits d'hydratation, très sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation (température, humidité relative). De manière la plus générale le matériau béton est un composite dans lequel on distingue deux phases : la matrice (pâte du ciment durcie) et les granulats (gravillons et sable).

I.2.1 Matrice cimentaire

Après l'hydratation des constituants du ciment l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre l'eau et ciment conduit à la formation hydrates simples suivants : silicate de calcium hydraté (C-S-H), portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (La portlandite est le nom minéralogique de l'hydroxyde de calcium cristallisé), aluminates de calcium hydraté, ettringite ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$), etc. La présence d'eau dans le matériau est responsable de l'apparition de phénomènes comme : retraits de dessiccation, gonflement, fissuration du béton lors des cycles gel – dégel, etc. Dans le béton presque la moitié de l'eau de gâchage est consommée par les réactions d'hydratation, environ 40% se trouve dans les pores des hydrates, 10% se loge dans les vides présents dans la matrice. L'état hydrique dépend essentiellement de l'humidité relative, du degré d'hydratation, donc de l'âge et du type et de la taille des pores.

I.2.1.1 Composition minéralogique du ciment

La composition minéralogique des principaux composants anhydres du ciment portland est résumée dans le tableau I.1.

Tableau I.1 Composants anhydres du ciment Portland

Constituants Notation	Notation cimentaire	Formule	Proportions(%)
Silicate tricalcique (alite)	C ₃ S	Ca ₃ SiO ₅	60 - 65
Silicate bicalcique (bélite)	C ₂ S	Ca ₂ SiO ₄	20 -25
Aluminate tricalcique (célite)	C ₃ A	Ca ₃ Al ₂ O ₆	8-12
Alumino ferrite tétracalcique	C ₄ AF	Ca ₄ Al ₂ O ₁₀ Fe ₂	8-10

Les différents constituants du ciment réagissent avec l'eau en formant des hydrates. L'équation résultant de l'hydratation des silicates de calcium est présentée d'une manière simplifiée :



Les C-S-H constituent la majeure partie de la phase liante de la pâte de ciment et existent en trois variétés distinguées par le rapport molaire entre la quantité de calcium et de silicium (rapport Ca/Si) (Nonat,A (2008) [1]):

- $0.66 < Ca/Si < 1.00 \rightarrow C-S-H-\alpha$
- $1.00 < Ca/Si < 1.50 \rightarrow C-S-H-\beta$
- $1.50 < Ca/Si < 2.00 \rightarrow C-S-H-\gamma$

Les observations microscopiques montrent que les C-S-H sont des composés nanocristallins constitués de particules nanométriques agrégées les unes sur les autres (figure I.1) cité par Nonat,A (2008) [1]. Du fait de la petite taille des particules qui composent le C-S-H, il présente une surface spécifique très élevée (de l'ordre de 250 m²/g) Kant(1961) cité par Pliya,P (2010) [2] et une forte densité de charges électriques.

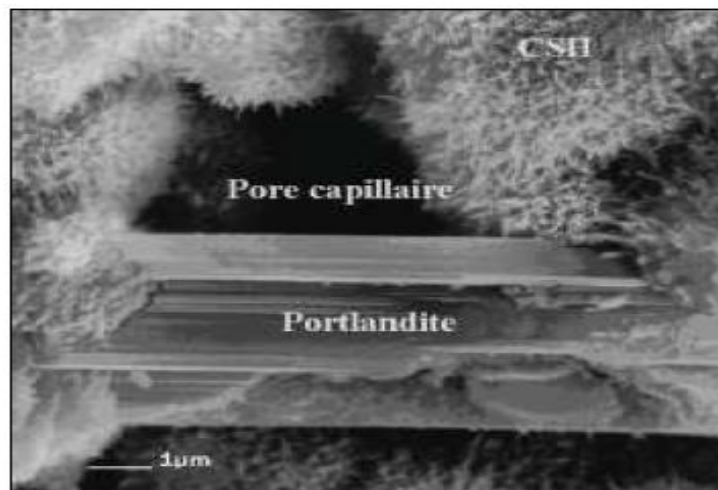
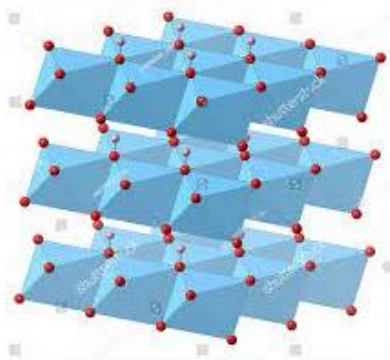


Figure I.1. Morphologie du C-S-H. Image MEB de C-S-H (Regourd and Hornain (1975)) [3a]

La portlandite “Ca(OH)₂” est la phase soluble de la pâte de ciment (voir figure I.2),sa solubilité dans l'eau est de l'ordre de 22 mmol/l (1.6 g/l) à 25°C (Nonat, A(2008) [1]) et elle diminue avec la température, cette réaction peut entraîner une diminution de la durabilité du béton. Afin de remédier à ce phénomène, la fumée de silice est ajoutée à la composition du

ciment entraînant une réaction pouzzolanique consommant la portlandite pour donner le gel C-S-H améliorant ainsi les résistances et la durabilité. Les autres principaux produits issus de l'hydratation du ciment sont les aluminates ou sulfo-aluminates de calcium hydratés ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$), l'ettringite.



(a) Structure minérale cristalline Portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$
(Oxygène : rouge; hydrogène : rose; calcium : bleu)



(b) Portlandite blanche associée à l'ettringite, volcan Bellerberg

Figure I.2. Représentation cristalline de la Portlandite " $\text{Ca}(\text{OH})_2$ "

I.2.1.2 L'eau dans la microstructure

L'eau joue un double rôle d'hydratation du ciment et d'ouvrabilité du mélange. Tous les vides de la matrice sont plus ou moins remplis d'eau. Sa présence et surtout son mouvement au cours de la vie d'un ouvrage en béton est souvent responsable de phénomènes tels que le retrait de dessiccation, le gonflement, les fissurations observées lors des cycles de gel – dégel. Dans le béton, l'eau se présente sous diverses formes :

- **Eau libre (ou capillaire)** : Elle remplit le volume poreux et n'est pas soumise aux forces d'attraction des surfaces solides. Cette eau est la première à migrer et à s'éliminer en général pour des températures comprises entre 30°C et 120°C.

- **Eau adsorbée** : Elle peut être adsorbée physiquement ou chimiquement. L'adsorption physique met en jeu des énergies de type Van Der Waals de faible intensité. L'adsorption chimique correspond à la formation de liaison chimique entre les atomes de la surface du solide et les molécules de l'adsorbat. La structure des molécules d'eau est modifiée (dissociation de la liaison covalente O-H).

- **Eau chimiquement liée** : c'est l'eau qui réagit avec les éléments anhydres du ciment. (Sierra [Sier, 1974]) cité par Regourd, M. (1982) [3b] identifie dans la structure des C-S-H la présence de l'eau sous trois formes (figure I.3) qui sont classées ici par ordre décroissant d'énergie de liaison avec le solide.

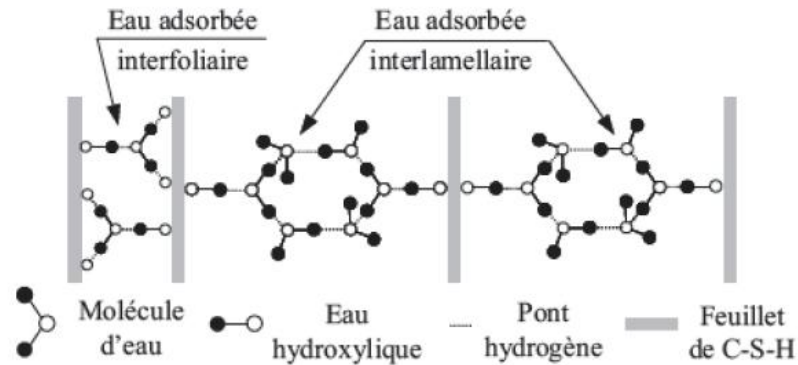


Figure I.3 Etat de l'eau dans les C-S-H [3b]

I.2.2 Les granulats

Les granulats constituent le squelette du béton et représentent environ 60-80% du volume du béton. Les granulats sont d'origines diverses. Les granulats peuvent être **naturels** (origine minérale sans transformation autre que mécanique), **artificiels** (origine minérale et transformés, exemple du schiste expansé, laitier granulé de haut fourneau), ou **recyclés** (exemple du béton concassé).

Les granulats réactifs (calcaires) présentent de fortes liaisons avec la pâte de ciment du fait des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps. En ce qui concerne les granulats neutres (siliceux), ils ne réagissent pas avec la pâte de ciment et présentent de faibles liaisons (Nguyen, V.T (2013) [4]).

L'origine minéralogique, la forme et la granulométrie sont des paramètres très importants dans le choix des granulats pour la confection d'un béton.

I.2.3 L'interface pâte-granulats

Lors de l'hydratation, une liaison s'établit entre la pâte de ciment et les particules granulaires. Cette liaison donne naissance à une zone appelée « auréole de transition » ou « zone de transition interfaciale ». La qualité de l'auréole de transition est fortement liée à la nature des granulats (Diamond, S. (1986) [5], Perraton, D., et al. (1999) [6]). La zone de transition entre les granulats calcaires et la pâte de ciment est plus résistante et faiblement perméable, en effet, le carbonate de calcium (CaCO_3) présent dans les granulats calcaires réagit avec l'aluminate tricalcique et les aluminoferrites tétracalciques pour former des monocarbo-aluminates de calcium $\text{C}_3\text{A-CaCO}_3\text{H}_{11}$. Avec les granulats neutres, la zone de transition présente une plus faible résistance mécanique et une perméabilité aux gaz plus accrue. Elle constitue une zone de faiblesse du béton.

La zone de transition interfaciale est mécaniquement plus faible dans le cas des bétons ordinaires. Elle présente une porosité plus importante que le reste de la pâte. Les pores plus grossiers deviennent un réseau de cheminement privilégié pour les transports de masse (Mouret, M., et al. (1999) [7], Diamond, S. (2004) [8]). L'épaisseur de l'auréole de transition est liée à la taille des granulats et au rapport E/C mais, elle reste toutefois inférieure à 50 μm (Metha, P. K. (1986) [9]).

Avec les bétons à hautes performances contenant de la fumée de silice, l'épaisseur de l'auréole de transition est limitée à 12 μm . La fumée de silice réagit avec la portlandite pour former le gel de C-S-H ce qui rend ainsi la structure du matériau dense.

L'utilisation de la fumée de silice permet donc de réduire la porosité et d'améliorer la liaison entre la pâte et les granulats (Vivekanandam, K. et Patnaikuni, I. (1997) [10], Savva, A., et al. (2005) [11]).

La forme des granulats joue un rôle très important. La liaison entre pâte et granulats concassés est meilleure que celle avec des granulats roulés (Metha, P. K (1986) [9]).

I.3 Evolution du matériau béton exposé aux hautes températures

Exposé aux hautes températures, le béton subit de nombreux phénomènes physico-chimiques et des transformations qui modifient sa microstructure. Les modifications subies simultanément par la matrice cimentaire et les granulats engendrent une forte dégradation de la microstructure du béton, donc une évolution des propriétés mécaniques, thermiques et de transport. Elles induisent aussi la création d'eau libre à l'intérieur du matériau et donc une augmentation de pression interstitielle. Outre les effets directs de modifications de ces deux composants élémentaires, les incompatibilités de comportement de ceux-ci engendrent des dégradations spécifiques au matériau béton.

I.3.1 Evolution des propriétés des constituants d'un béton a haute température

I.3.1.1 Modification de la matrice cimentaire

Les résultats d'Analyse Thermo-Gravimétrique (ATG) et Thermique Différentielle (ATD) permet de détecter les transformations physico-chimiques qui se produisent suite à l'élévation de la température et de suivre leurs progressions. La figure I.4 présente une analyse ATG d'une pate de ciment donnée par Alarcon-Ruiz. L et al. (2005) [12].

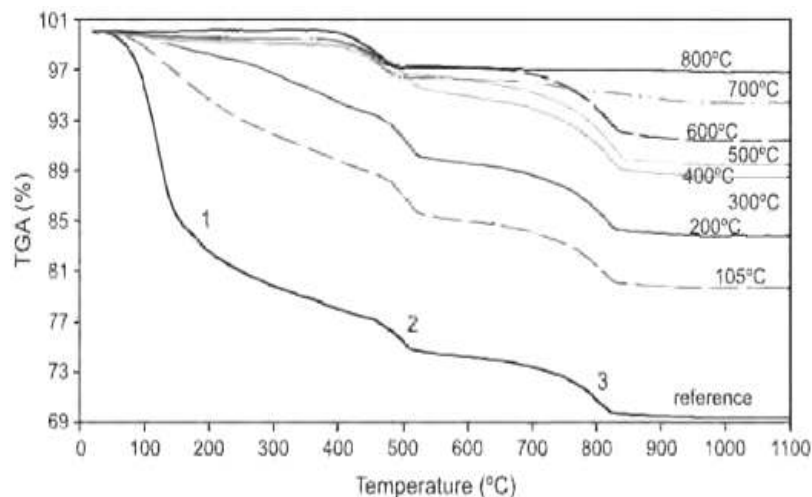
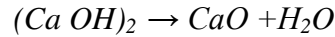


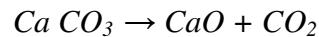
Figure I.4 ATG d'une pâte de ciment soumise à de hautes températures [12]

1- Entre 30 et 120°C, l'eau libre et une partie de l'eau absorbée s'échappent du béton. Si la vitesse de chauffage est suffisamment lente, l'eau non liée est complètement éliminée à 120°C, si non le processus d'évaporation peut se prolonger au delà de 200°C, il s'agit de la **première perte de masse** (Noumowé, A (1995) [13]).

- 2- La déshydratation du gel du ciment (C-S-H) s'amorce à 180°C et se poursuit jusqu'à 300°C.
- 3- Entre 450°C et 550°C, l'hydroxyde de calcium (Portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$) se décompose en eau et en chaux libre selon la réaction suivante, c'est **la deuxième perte de masse** [13] et Platret, G. (2002) [14] :



- 4- Entre 600°C et 700°C se produit la décomposition du C-S-H. C'est la seconde étape de déshydratation des hydrates de calcium au sein du béton. On a donc une nouvelle phase d'évacuation de l'eau liée chimiquement.
- 5- Entre 700°C et 900°C, le carbone de calcium, composant principal des granulats calcaires se décompose, c'est **la 3^{ème} perte de masse**, cette décomposition se fait suivant la réaction suivante (Grattan-Bellew, P.E (1996) [15]) :



- 6- La fusion de la pâte et des agrégats s'amorce à partir de 1200°C

Mais parallèlement à ces principales modifications, les autres constituants de la pâte de ciment subissent des transformations au cours du traitement thermique (Castelotte, et al. (2004) [16]), Grâce à la technique de la diffractions de neutrons proposent une évolution de la composition de la pâte (figure I.5).

Dans la phase de refroidissement, Alonso et Fernandez (2004) [17] ont observé une nouvelle formation de la portlandite, ainsi qu'un processus de réhydratation des silicates qui conduit à la formation de nouveaux gels de C-S-H.

Finalement, la déshydratation reste le principal phénomène lorsqu'un béton ou une pâte de ciment subit un traitement thermique.

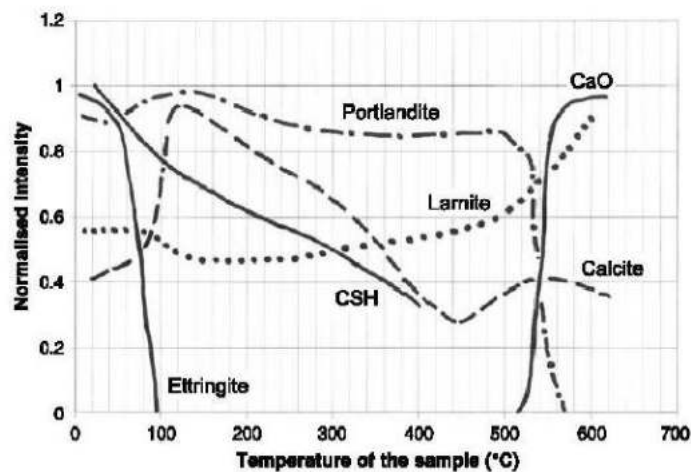


Figure I.5 Evolution des composants de la pâte de ciment en fonction de la température (Valeurs obtenues par la technique de diffraction des neutrons) [16]

I.3.1.2 Comportement de l'interface pâte-granulats et microfissuration

La matrice cimentaire et les granulats subissent généralement durant le chauffage des comportements opposés. La pâte de ciment subit deux phases : la phase d'expansion et ensuite la phase de retrait. Les travaux de Menou, A (2004) [18] et Hager, I (2004) [19] montrent une dilatation de la pâte de ciment entre 20°C et 150°C. Au delà de 105°C, la matrice cimentaire subit un retrait très important lié au départ de l'eau contenue dans le matériau, tandis que les granulats subissent une expansion.

Piasta, J (1989) [20], a constaté que les déformations thermiques des bétons composés de granulats légers sont les plus faibles, que celles des granulats siliceux. Donc, la nature du granulat a une incidence sur la déformation thermique, et par conséquent sur l'incompatibilité pâte-granulats. La comparaison des déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats, menée par Piasta, J (1989) [20] montre que le coefficient de dilatation thermique du béton dépend de celui des granulats. La déformation du béton est caractérisée par une expansion volumique non linéaire dépendante de la température. La Figure I.6 présente l'évolution de dilatation thermique apparente des granulats et de la pâte de ciment en fonction de la température. Ce comportement opposé engendre une microfissuration (Blundell R et al (1976) [21])

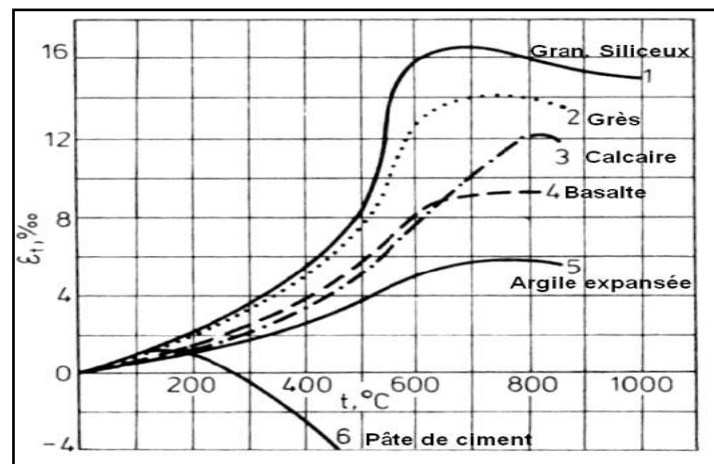
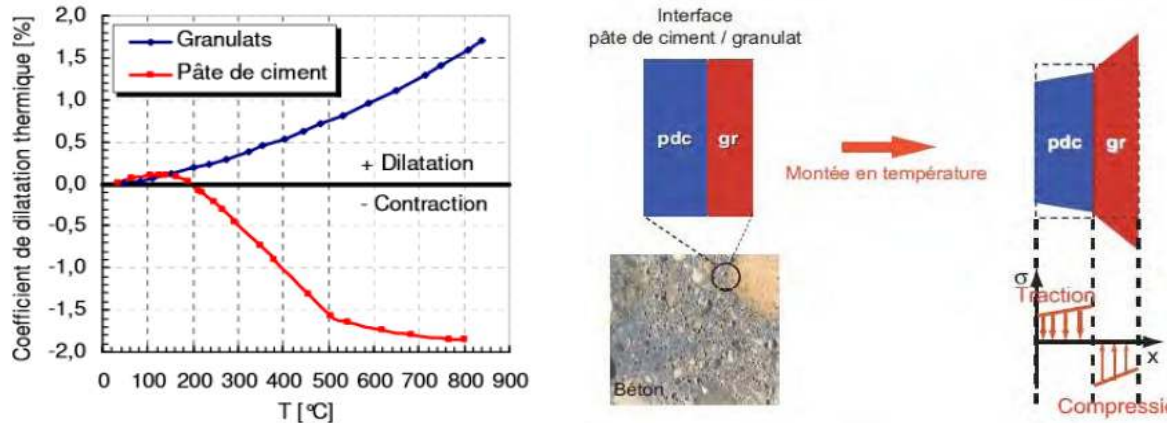


Figure I.6 Déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats [20]

Ces deux évolutions créent à l'interface pâte-granulats des incompatibilités de déformations induisant des contraintes de traction au sein de la pâte de ciment et de compression au sein des granulats qui sont dus à la différence du coefficient d'expansion thermique comme il est représenté sur la figure I.7.

Les travaux de Kodur, V (2014) [22] sur le béton ordinaire montrent une augmentation de la déformation thermique de 1,3 % à 700°C. L'auteur explique cette augmentation par l'expansion thermique des granulats et le retrait de la pâte de ciment au sein du béton. Il est intéressant de noter que la déformation thermique libre du béton reste constante de 700°C à 1000°C.



(a) Coefficient de dilatation thermique apparent de la pâte de ciment et des granulats Al Nahhas (2004) [23]

(b) Mécanismes liés aux incompatibilités de déformations dans l'interface pâte-granulat C. De Sa. (2007) [24]

Figure I.7 Evolution des déformations dans l'interface pâte-granulat

I.3.1.3 Evolution des granulats

A hautes températures, les granulats se décomposent et subissent des modifications physico-chimiques et minéralogiques significatives qui modifient les caractéristiques microstructurelles du matériau.

Les granulats de quartzite (siliceux) présentent des caractéristiques relativement stables vis-à-vis du feu. Autour de 570°C se produit une transformation du quartz- α et quartz- β dans les agrégats quartzitiques et bazaltiques. Il est à noter que cette réaction est expansive et elle s'accompagne d'une forte dilatation de 1 % à 5 % (Laneyrie, C (2014) [25]). Cette variation de structure cristalline dans les granulats peut provoquer une instabilité thermique lors du chauffage. Les travaux de Mindeguia, J.C (2009) [26] et de Xing, Z (2011) [27] ont montré un éclatement du granulat silex entre 110°C et 450°C. Cet endommagement précoce du silex peut être dû à la présence d'eau piégée dans les micropores ou d'eau provenant de la deshydroxylation des groupes silanols du quartz cryptocristallin.

Les granulats calcaires présentent un comportement thermique stable jusqu'à une température de 600°C. Au-delà de cette température, la décarbonatation de la calcite a lieu : $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$. Lors du refroidissement, le CaO peut réagir avec l'humidité de l'air pour donner de la Portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$. La formation de cette nouvelle Portlandite avec un volume supérieur à celui du granulat initial, crée des nouvelles fissurations dans le béton.

I.3.2 Evolution des propriétés physiques du béton au cours de l'échauffement

I.3.2.1 Evolution de la porosité

Le béton est un matériau poreux bi-phasique, composé d'une phase solide et d'une phase poreuse. Les travaux menés sur l'évolution de ce paramètre, Kalifa, P et al (1998) [28] et Noumowé, A (1995) [13] montrent que la porosité augmente en fonction de la température. 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 I. 7 montre la variation de la porosité totale en fonction de la température d'un béton ordinaire (BO) et d'un béton à haute performance (BHP) mesurée par [28] par la méthode de la saturation d'eau.

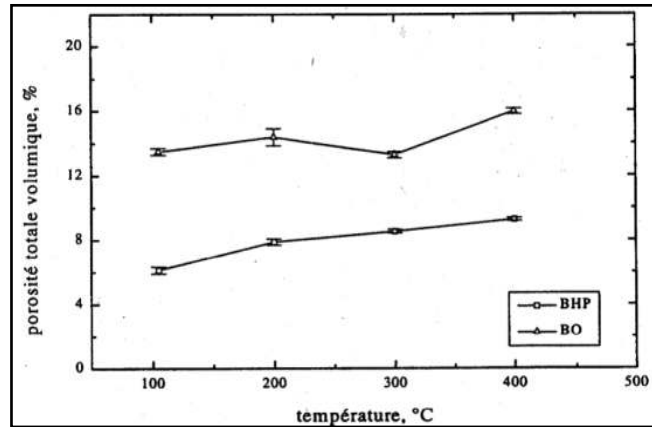


Figure I.7 Porosité totale à l'eau en fonction de la température de conditionnement [28]

Entre 105°C et 400°C, la porosité augmente de 3% pour un BO et de 0.9% pour un BHP. Cette croissance est associée au départ d'eau, qu'elle soit présente dans le réseau ou chimiquement liée.

Noumowé, A (1995) [13] a mesuré la variation de la porosité totale en fonction de la température mesurée sur un BO ($R_c = 38,1$ MPa) et un béton BHP ($R_c = 61,1$ MPa). L'essai a été réalisé à l'aide du porosimètre à mercure. Entre 22 et 120°C, la porosité augmente très peu. Ceci confirme le fait qu'à cette température, l'eau libre s'est échappée mais la microstructure du béton n'est pas modifiée. La figure I.8 indique les distributions des pores d'un béton ordinaire obtenues à différentes Températures par la technique de porosimétrie au mercure.

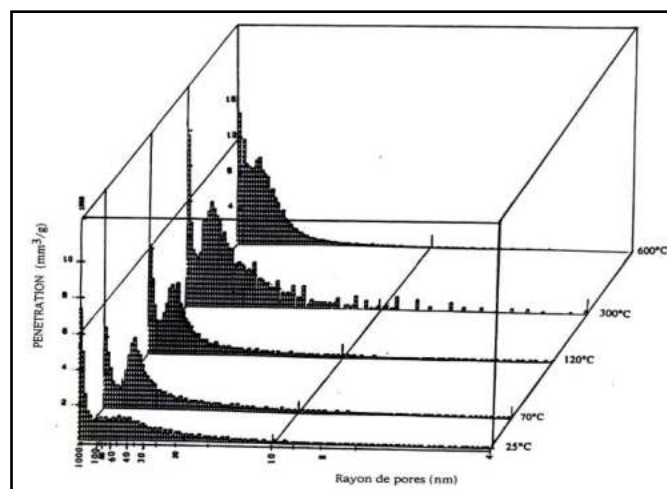


Figure I.8 Distributions des pores dans un béton ordinaire après exposition à différentes températures [13]

I.3.2.2 Variation de la densité apparente

Les mesures faites sur la densité apparente pour trois bétons BHP et du BO (M75SC, M75C, M100C et M30C) sont représentés sur la figure I.9. Elle montre une légère diminution de la densité dans l'étendue des températures entre 100°C et 400°C. Nous remarquons la différence des densités entre BO et BHP à 100°C respectivement 2.28 et 2.43 [g/cm³]. Ces résultats obtenus par Kalifa et al (1998) [28] sont issus du Projet BHP 2000 [29].

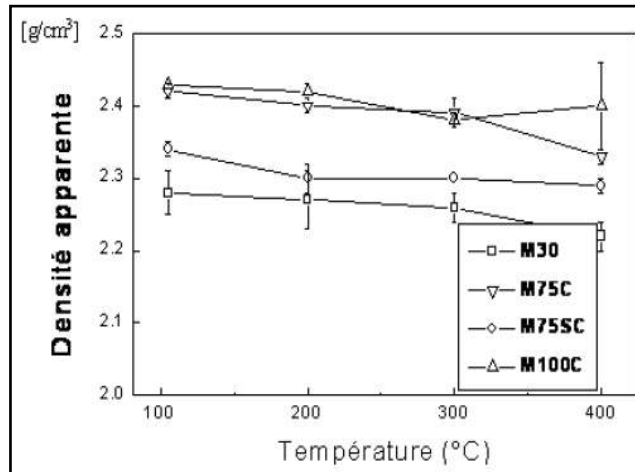


Figure I.9 Densité apparente des bétons en fonction de T° du Projet BHP 2000 [28,29]

I.3.2.3 Perte de masse

Durant l'échaudement du béton, la masse du béton diminue à cause de l'évaporation de l'eau et la déshydratation progressive des hydrates de la pâte de ciment. Sur la figure I.10, Khoury, G.A(1985)[30] présente une courbe caractéristique de la perte de masse durant l'échauffement, ainsi que la courbe de la vitesse de la perte de masse.

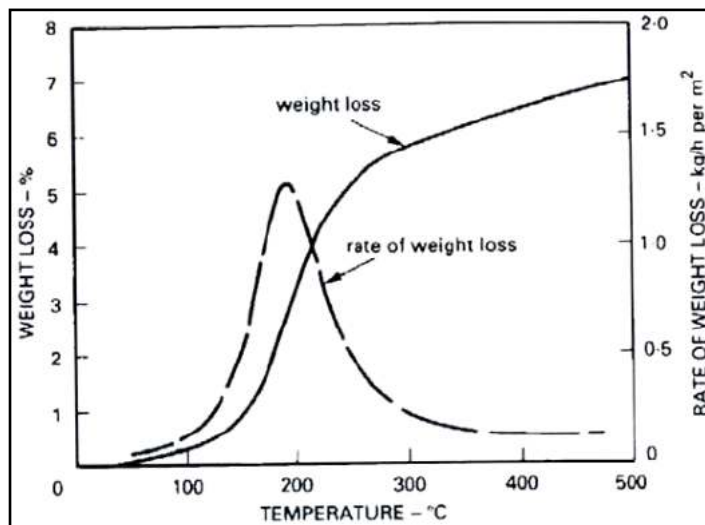


Figure I.10 Perte de masse durant l'échauffement et vitesse de perte de masse en fonction de la température [30]

I.3.3 Evolution des propriétés thermiques du béton

La distribution des températures au sein de la structure dépend des propriétés thermiques du matériau, en particulier la capacité calorifique et la conductivité thermique. Ces caractéristiques dépendent en particulier de l'évolution de la porosité, les changements dans la composition chimique et la consommation de chaleur latente engendrée par certains phénomènes physiques et chimiques (Harmathy, T.Z (1968) [31]). Les variations de propriétés thermiques dépendent également de la vitesse et de l'historique du chauffage.

I.3.3.1 Evolution de la conductivité thermique

La conductivité thermique du béton diminue lorsque la température augmente. Les principaux paramètres de cette variation sont : la teneur en eau, le type de granulat et la formulation du béton. Le degré de saturation est le facteur principal puisque la conductivité de l'air est inférieure à celle de l'eau. Ainsi la diminution de la conductivité thermique en fonction de la température est assez marquée pour un béton de granulat silico-calcaire, faible pour un béton de granulats calcaires, et peu significative pour le béton léger (Collet, Y (1977) [32]). La figure I.11 montre l'évolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température.

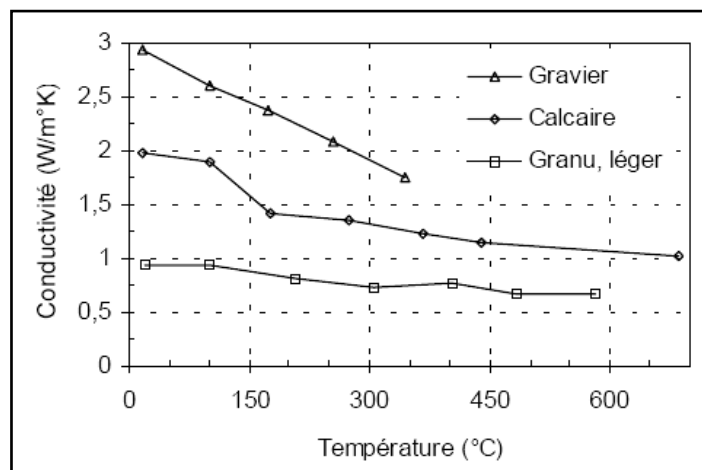


Figure I.11 Evolution de la conductivité thermique mesurée sur différents types de béton en fonction de la température [32]

I.3.3.2 Evolution de la chaleur spécifique

La chaleur spécifique (C_p) mesure la quantité d'énergie nécessaire pour faire monter de 1°C la température d'un kilogramme de matériau. Comparativement à la conductivité thermique, les variations de cette propriété sont moins maîtrisées (Neville, A.M (1990) [33]). Sur la figure I.12, Harmathy, T.Z (1970) [34] donne une estimation de la variation de la chaleur spécifique avec la température pour une pâte de ciment. Il est bien montré qu'entre 100°C et 800°C , il y a augmentation de la chaleur spécifique due à la contribution de la chaleur latente. Le pic observé à 500°C est associé à la déshydratation de l'hydroxyde de calcium (Portlandite : CH).

D'après Franssen, J.M (1987) [35], Les bétons humides présentent une capacité calorifique apparente qui est presque deux fois plus élevée que celle des bétons secs.

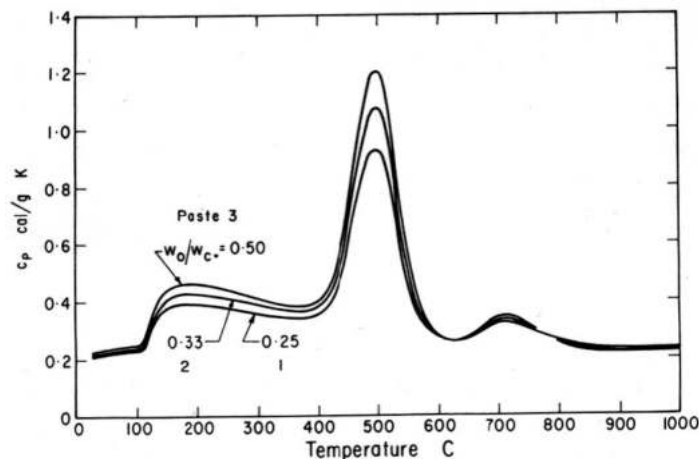


Figure I.12 Variation de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment [34]

I.3.3 Evolution de la diffusivité thermique

La diffusivité thermique représente la vitesse à laquelle la chaleur se propage à l'intérieur d'un matériau. Elle est directement proportionnelle à la conductivité thermique et elle est inversement proportionnelle à la chaleur spécifique et à la masse volumique. La diffusivité thermique dépend fortement de la teneur en eau du béton. La figure I.13 présente les variations de cette propriété avec la température, obtenues par différents auteurs sur des bétons formulés avec différents types de granulats (Bazant, Z.P et al (1996) [36]).

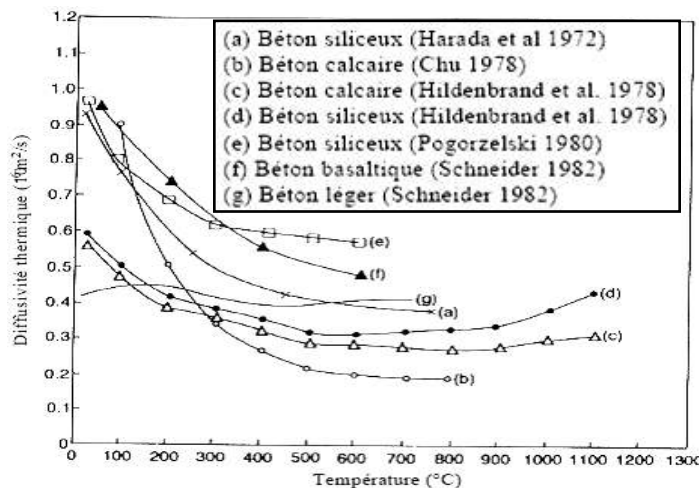


Figure I.13 Variations de la diffusivité thermique de différents types de béton avec la température, d'après plusieurs auteurs [36]

I.3.4 Effets de la température sur les caractéristiques mécaniques

Sous l'action de la température, le béton subit de fortes modifications physico-chimiques qui influencent l'évolution de ses propriétés mécaniques avec la température. 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 la

résistance du béton à haute température. Il apparaît que ces modifications ont un caractère irréversible en raison du caractère irrémédiable de la déshydratation et la rupture de la microstructure du béton qui se produisent.

Dans ce paragraphe nous traitons l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton en fonction des températures.

I.3.4.1 Evolution de la résistance en compression à hautes températures (HT)

Pour caractériser la variation de la résistance à la compression du béton avec la température, plusieurs méthodologies d'expérimentation peuvent être employées :

- Méthode d'état régulier : le spécimen testé est chauffé à une température donnée, ensuite la contrainte est appliquée en contrôlant la vitesse de chargement.
- Méthode d'état transitoire : le spécimen testé est chargé au début, la charge est maintenue fixe puis il est chauffé en contrôlant la vitesse de chauffage.
- Méthode d'état résiduel : elle consiste en l'étude de la résistance résiduelle en compression du béton après refroidissement à la température ambiante.

En effet, l'expérience montre que les éprouvettes à chaud ont une résistance en compression plus importante que les éprouvettes refroidies. Une perte supplémentaire de la résistance à la compression est observée dans le béton au cours du refroidissement par rapport à la perte à la température maximale (Li and Franssen (2011) [37]). En plus de la procédure de l'essai, l'évolution de la résistance en compression du béton avec la température est affectée par de nombreux paramètres : nature du liant et des granulats, rapport eau/ciment, vitesse du chauffage, ajouts..., les plus importants sont le type de granulats et le rapport G/C Schneider, U. (1985) [38].

Sur la figure I.14, Hager,I.G (2004) [19] montre les courbes de l'Eurocode2 et le DTU (Document Technique Unifié) pour différents type de béton.

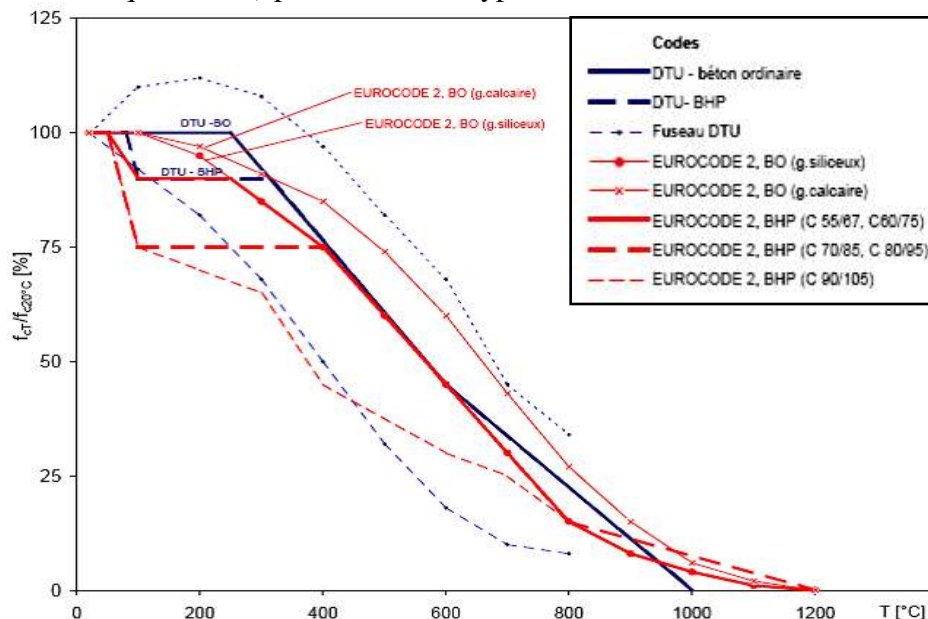


Figure I.14 Courbes de la variation de la résistance en compression (Eurocode 2 et DTU) [19]

On peut noter que la résistance à la compression diminue légèrement jusqu'à environ 400°C, puis elle diminue de façon significative entre 400°C et 800°C. A 800°C, les résistances atteignent des valeurs inférieures à 20% et 30% de la valeur à la température ambiante pour les bétons siliceux et calcaire respectivement.

I.3.4.2 Evolution de résistance en traction aux HT

La plupart des essais sur l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température sont réalisées après le refroidissement par fendage (Thelandersson, S (1971) [39], Noumowé, A (1995) [13]). La résistance en traction conditionne en partie la stabilité thermique des bétons (écaillage et éclatement) RILEM TC44 [40]. Des essais sur la résistance résiduelle en traction ont été menés par Xu et al (2003) [41]. Les valeurs obtenues en traction directe restent les plus proches de la réalité. Schneider, U (1985) [38] montre que la résistance à la traction résiduelle est quelque peu inférieure à la résistance à la traction à des températures élevées.

Sur la figure I.15, Hager, I. G (2004) [19] a présenté les résistances en traction résiduelles déterminées par fendage par Thelandersson, S (1971) [39] et par traction directe par Noumowé, A (1995) [13]. De plus les valeurs de traction directe à chaud obtenues par Felicetti et al (1995) [42]. Ces valeurs sont comparées avec les valeurs proposées par l'Eurocode 2 et le DTU. La courbe DTU est en dessus de toutes les valeurs déterminées, la résistance en traction est plus dégradée que la résistance en compression par la température. Dès 150°C, la résistance en traction directe baisse de 15 à 20% alors qu'elle ne diminue que 8 à 9% pour la compression. Après exposition à 500°C, les bétons gardent 60 à 63% de leur résistance en compression alors qu'ils n'ont plus que 42 à 53% de leur résistance en traction.

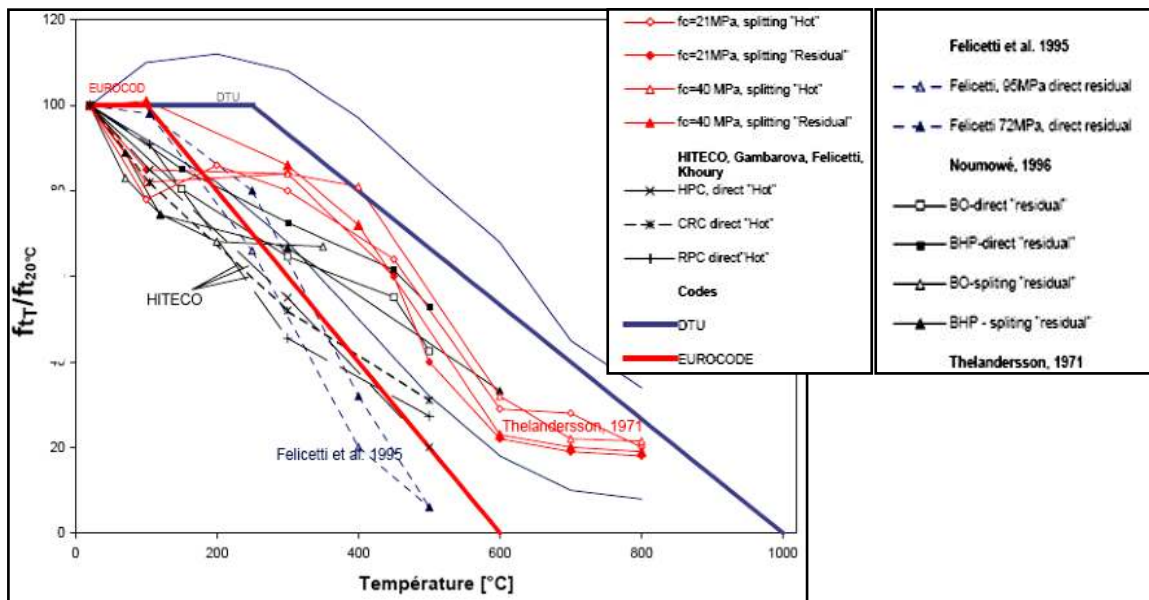


Figure I.15 Résultats des essais de résistance en traction comparés aux normes [43]

I.3.4.3 Evolution du module d'élasticité en compression

La variation du module d'élasticité dépend principalement de la microstructure de la pâte de ciment (augmentation de l'endommagement du matériau par la déshydratation et la fissuration de la matrice). L'élévation de température produit une accélération du processus de fluage à court terme, et qui a pour conséquence la diminution du module d'élasticité (Franssen, J.M (1987) [35] et Schneider, U (1988) [44]). Ces évolutions sont influencées par le module élastique initial, la teneur en eau du béton, la nature des granulats et la vitesse de chauffage Harada et al (1972) [45] et Schneider, U (1988) [44]. La figure I.16 présente des valeurs expérimentales comparées à ceux donnés par les codes normatifs rapportés par Hager, I.G (2004) [19]. Le module décroît peu importe le type de béton testé (BV, BAP, etc). Le module d'élasticité décroît d'une manière monotone et une dispersion des résultats expérimentaux est observée.

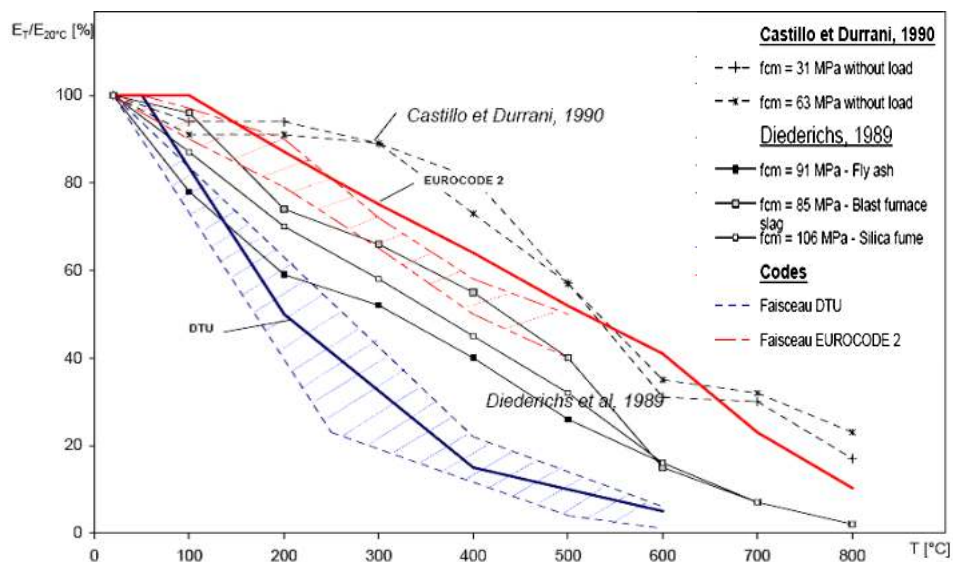


Figure 1.16 Evolution du module d'élasticité en fonction de la température [19]

I.3.4.4 Evolution de l'énergie de fissuration du béton (G_f)

L'énergie de fissuration peut être définie comme l'énergie nécessaire à la création d'une fissure de surface unitaire. La dégradation du module d'élasticité, résistance en compression et en traction conduit à une évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la température.

L'analyse des travaux obtenus par différents auteurs : Bazant and Prat (1988) [46], Baker, G (1996) [47], Heinfling, G (1998) [48] et Felecitti et al (1999) [49] indiquent une dispersion dans les résultats qui est due principalement aux paramètres énoncés (Vitesse de chauffage et de refroidissement différente, essais réalisés à chaud ou à froid, différentes compositions du béton, granulométrie, différentes géométries des éprouvettes, différentes conditions de conservations et type de ciment...).

La figure I.17 présente l'évolution de la valeur moyenne de l'énergie de fissuration avec la température.

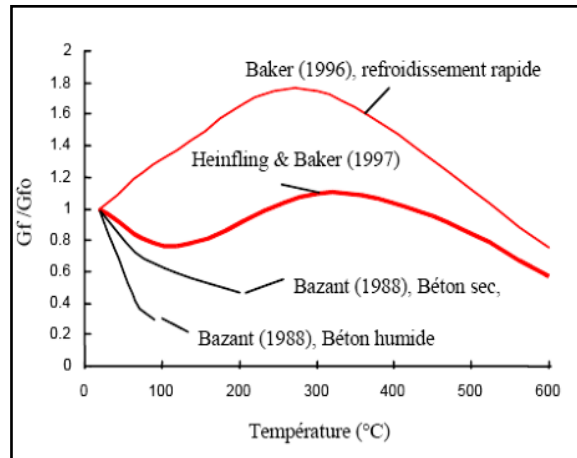


Figure I.17 Variations relatives de l'énergie de fissuration du béton avec la température [48]

La figure I.18 montre l'évolution du rapport G_f/G_{f0} à 20°C, 120°C, 250°C et 400°C obtenu par (Menou, A (2004) [18]), pour trois bétons testés en fonction de la température.

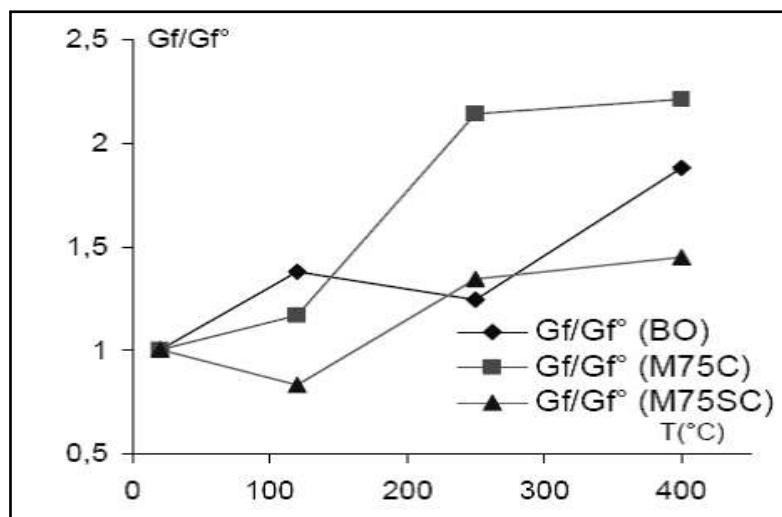


Figure I.18 Rapport des G_f des 3 bétons testés en fonction de la température [18]

La variation de l'énergie de fissuration du béton avec la température est un paramètre important pour le modèle de comportement thermomécanique de la simulation précise Heinfling, G (1997) [48]. Il est considéré comme un terme de couplage entre la dégradation d'origine thermique et la dégradation d'origine mécanique dans le béton (Menou, A (2004) [18]).

I.3.4.5 Evolution du coefficient de poisson et le module élastique de cisaillement

L'étude menée sur des bétons avec les granulats siliceux testés jusqu'à 400°C, a montré que les valeurs de coefficient de Poisson évoluent avec la température de même manière que le module de cisaillement. Les essais menés par Farage et al (2003) [50] sur une pâte de ciment, les résultats obtenus pour une gamme de températures de 20 - 300°C, montrent une diminution

de la valeur du coefficient de poisson de 20% à 150°C poursuivi par une augmentation de 7.5% à 300°C.

Dans les tests effectués par Luccioni et al (2003) [51], le coefficient de Poisson a été évaluée après refroidissement à température ambiante en utilisant deux régimes de refroidissement différents : un régime de refroidissement lent (l'échantillon a été laissé dans le four) et un régime de refroidissement rapide (le spécimen a été rapidement refroidie avec un jet d'eau froide pendant une demi-heure).

La Figure. I.19 présente les résultats de Marechal (1970) [52] et Luccioni et al (2003) [51] reportés par Gernay, T (2012) [53]. Pour l'évolution du module élastique en cisaillement (G) et du coefficient de poisson (ν) des bétons en fonction de la température. Les travaux d'Anderberg et al (1976) [54] montrent que G varie d'une manière similaire au module d'élasticité E.

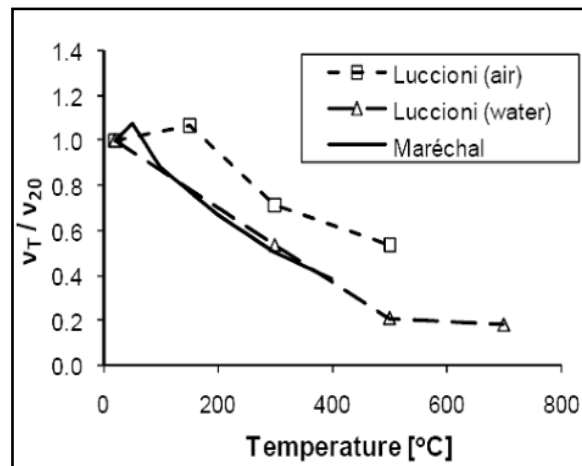


Figure I.19 Evolution du coefficient de poisson en fonction de la température

I.3.5 Comportement thermomécanique du béton à haute température

Le présent paragraphe reporte les différents résultats obtenus concernant le traitement du comportement thermomécanique du béton à température élevée. Les modifications subies lors de l'élévation de la température par les différentes propriétés présentées dans la section précédente ont un grand effet sur la réponse du béton lors des essais mécaniques en termes de diagramme contrainte-déformation.

Le comportement du béton à température élevée est discuté sur la base des observations expérimentales qui tiennent en compte implicitement de différents paramètres discutés dans les sections précédentes et qui jouent un rôle primordiale dans la loi contraintes-déformations.

Nous présentons dans un premier temps les lois de comportement du béton sous divers types de sollicitations (essai de traction simple, essai de compression simple et biaxial,...).

Il est à noter que le béton est très fortement sensible à l'histoire du chargement thermomécanique. Ensuite, les phénomènes spécifiques du béton chauffé sont présentés : la déformation thermique libre, la déformation par fluage transitoire et le phénomène de l'éclatement.

I.3.5.1 Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale à HT

La figure I.20 présente les courbes contrainte-déformation obtenues en compression uniaxiale à différentes températures (HT) par Schneider, U (1988) [44], elles résultent d'un essai en régime stationnaire, le chargement de l'éprouvette du béton s'effectue à température constante. Ces courbes mettent bien en évidence deux aspects :

1. une perte irréversible de la rigidité (endommagement thermique)
2. une chute irréversible de la résistance en compression du béton (décohésion thermique)

Les deux paramètres principaux, qui influencent le comportement du béton exposé à la température, le type de granulat et la teneur en eau initiale du béton (Schneider, U 1988). Il est à noter que ces courbes mettent bien en évidence outre les modifications de la pente, une importante augmentation de la ductilité du béton au-delà de 450°C et une extension du domaine plastique. Enfin, l'évolution de la déformation ultime en compression est affectée quelque soit le type de béton par la présence d'une charge de compression appliquée pendant le chauffage (Schneider, U 1988).

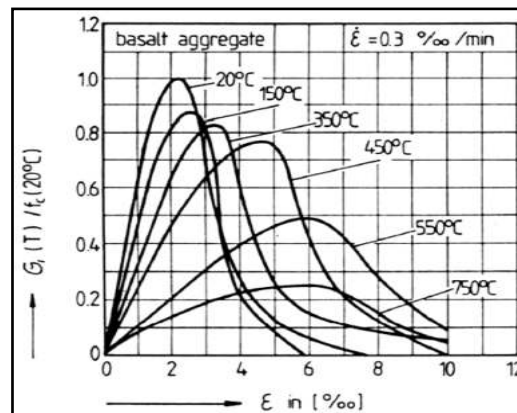


Figure I.20 Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale en fonction de la température [44]

La figure I.21 présente l'évolution de la déformation ultime en compression uniaxiale en fonction de la température et pour différents niveaux de charge appliquée pendant le chauffage.

α : représente le niveau de charge défini par le rapport de la charge appliquée sur la charge initiale à 20°C.

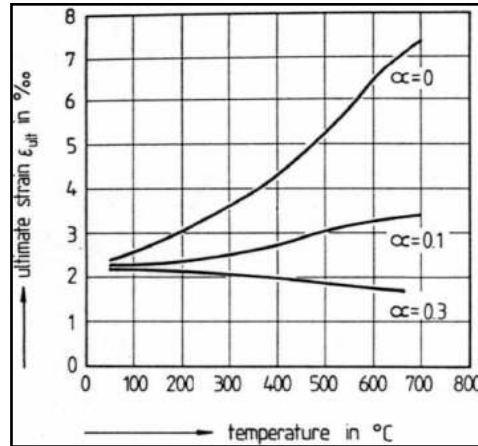


Figure I.21 Déformation ultime pour différents niveaux de charge appliquée durant le chauffage [44]

I.3.5.2 Comportement du béton en compression biaxiale à HT

Pour mettre en évidence l'effet couplé de la température et de confinement sur les courbes contrainte-déformation, Ehm, C and Schneider, U (1985) [55] et Kordina et al (1986) [56] ont réalisé des essais en compression biaxiale sur le béton à haute température (HT). L'analyse de ces essais montre que la résistance biaxiale du béton diminue moins rapidement que la résistance en compression uniaxiale. La figure I.22 présente à titre d'exemple les enveloppes de rupture en compression biaxiale obtenues à différentes températures par Ehm and Schneider (1985) [55].

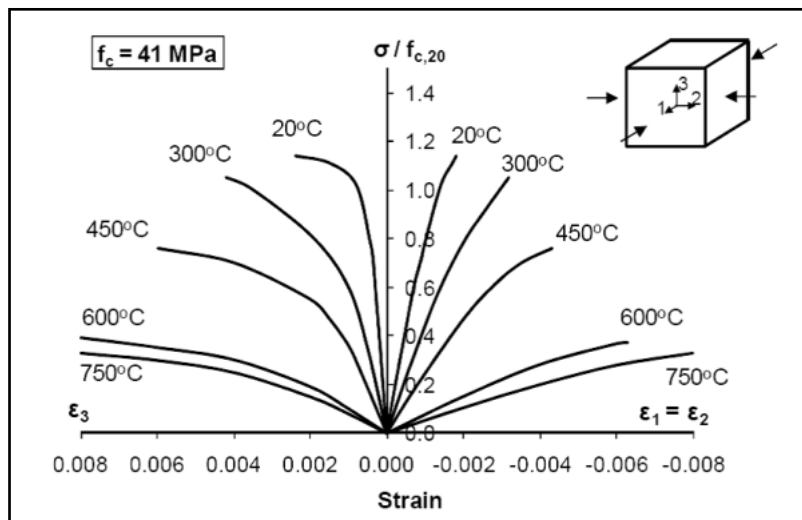


Figure I.22 Courbe contrainte-déformation en compression biaxiale à différentes températures [55]

Ces résultats ont fait l'objet de modélisation numérique par les travaux de Nechnech, W (2000) [57] en se basant sur un concept de déformation d'interaction thermomécanique adapté pour étudier l'influence des états de contraintes multiaxiaux pendant le chauffage.

I.3.5.3 Evolution du comportement du béton en traction à HT

La figure I.23 présente les résultats en traction simple à différentes températures réalisées par Felicetti and Gambarova (1999) [49]. Les résultats d'essais dépendent de la vitesse du chauffage, la nature des granulats et la pâte de ciment, l'entaille, le rapport Eau/Ciment...etc. Par exemple à 250°C, la résistance à la traction obtenue par Felicetti and Gambarova(1999) [49] a été réduite de 45% par rapport à sa valeur à la température ambiante, tandis que la diminution de résistance à la compression est d'environ 10% à cette température. Les résultats expérimentaux de l'essai de traction montrent également que la déformation de pic de contrainte reste presque constante lorsque la température augmente, mais la ductilité après le pic de contrainte augmente avec la température.

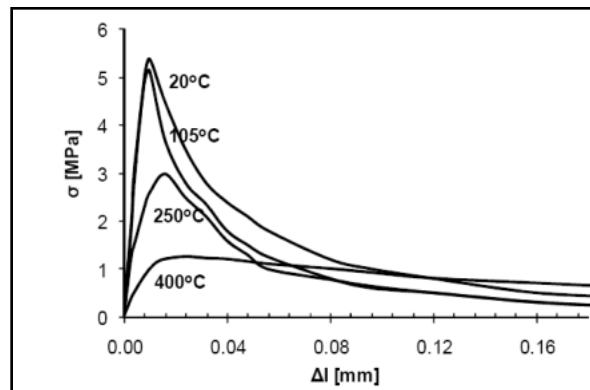


Figure I.23 Courbes contrainte-déformation en traction à différentes températures [49]

I.3.6 Déformation thermique du béton à haute température(HT)

La déformation totale d'une éprouvette de béton non chargée soumise au chauffage est due essentiellement :

- à l'expansion thermique des granulats,
- au retrait de dessiccation de la pâte de ciment,
- aux transformations chimiques au sein du béton,
- à la détérioration physique des divers constituants,
- aux fissurations.

En général, la dilatation est une fonction linéaire de la température. La déformation thermique du béton à hautes températures est un élément très important à étudier. En outre, l'application simultanée de contraintes mécaniques au processus de chauffage affecte de façon significative le processus de déformation thermique du fait du phénomène de fluage.

I.3.6.1 Evolution de déformation thermique libre

L'analyse des résultats présentés sur la figure I.24, Schneider (1988) [44] pour des bétons sous processus de chauffage sans chargement montre que la dilatation thermique des bétons dépend fortement de la nature de leurs granulats. On peut constater que :

- Les déformations thermiques du béton sont non linéairement dépendantes de la température,
- Le facteur prépondérant de la dilatation thermique est la nature des granulats,
- La pâte de ciment se rétracte aux températures supérieures à 150°C,

- Aux températures dépassant 600-800°C, on observe la réduction ou l'arrêt de la dilatation thermique.

Des mesures de la dilatation thermique d'éprouvettes de béton au cours du chauffage ont été effectuées par Noumowe, A (1995) [13]. Les résultats de ces mesures sont portés sur le tableau I.2

Tableau I.2 Coefficient de dilatation thermique obtenu expérimentalement [13]

Température [°C]	BO ($\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)	BHP ($\times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)
20-50	1,1	1,41
50-90	1,2	1,46
90-200	1,3	1,66
200-275	1,5	1,70

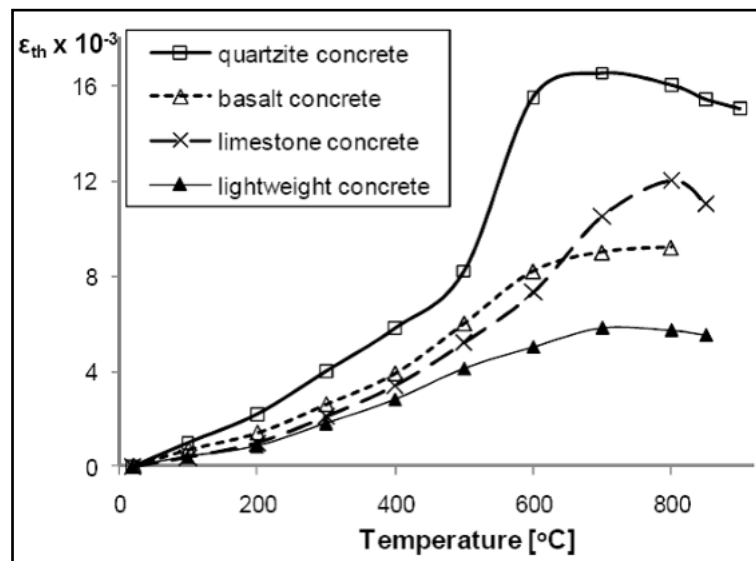


Figure I.24 Déformation thermique libre de différents types de béton non chargés [30]

La dilatation thermique libre du béton est considérée comme irréversible (Schneider, U 1988) [44] et Franssen, J.M (1993) [58]). Les données expérimentales sur la déformation thermique libre résiduelle du béton quartzique et de calcaire (Schneider, U 1988) [44] sont présentées dans le tableau I.3, Les valeurs positives indiquent une dilatation résiduelle tandis que les valeurs négatives indiquent un retrait résiduel.

Tableau I.3 Déformation thermique libre résiduelle ε_{th} (‰) après refroidissement [53]

Type du béton	Températures T _{max} [°C]						
	200	300	400	500	600	700	800
Quartzique	-0.3	-0.5	-0.2	+1.0	+2.0	+6.0	+4.0
calcaire	-0.6	0.0	+0.5	+1.6	+3.0	+5.5	+6.0

I.3.6.2 Déformation du fluage thermique transitoire

Le fluage thermique transitoire est la propriété des bétons de se déformer de façon très importante lorsqu'ils sont simultanément soumis à une sollicitation mécanique et à l'action thermique. Les déformations du fluage sont plus élevées lorsque la mise en charge a lieu avant l'augmentation de la température

Cette déformation supplémentaire engendrée par la température en régime transitoire a été appelée **le fluage thermique transitoire**. Dans un essai en régime transitoire, l'échantillon de béton est d'abord sollicité jusqu'à une charge donnée, ensuite il est soumis à une vitesse de chauffage constante, tandis que la charge appliquée est maintenue constante. Il est recommandé que la vitesse de chauffage soit dans l'intervalle de $0.1^{\circ}\text{C} / \text{min}$ à $10^{\circ}\text{C} / \text{min}$ (Schneider U, (1985) [38]).

A. Concept du fluage thermique transitoire

Les variables, température, contrainte et déformation sont tracées pour des échantillons de béton testés en régime stationnaire et en régime transitoire. L'éprouvette testée en régime stationnaire est d'abord chauffée de manière uniforme à une température prédéfinie, ensuite elle est chargée en maintenant la température constante. La déformation qui apparaît à la fin de l'opération de chauffage est composée uniquement de déformation thermique libre (Free Thermal Strain (FTS)), alors que l'allongement à la fin de l'essai est la somme de la déformation thermique libre et de la déformation instantanée liée à la contrainte.

Dans l'essai en régime transitoire, l'éprouvette est d'abord chargée jusqu'à un niveau donné, puis elle est chauffée pendant que la charge est maintenue constante. Les déformations à la fin de cet essai et l'essai précédent sont différents, même si la contrainte finale et la température sont les mêmes. La différence finale de déformation est connue comme la déformation de fluage transitoire. Ceci peut être interprété comme une dépendance de la déformation thermique vis-à-vis du chemin emprunté dans l'espace contrainte-température. Sur la figure I.25 sont présentés les cheminements des deux tests en régime stationnaire et transitoire, les déformations sont ajoutées en valeurs absolues.

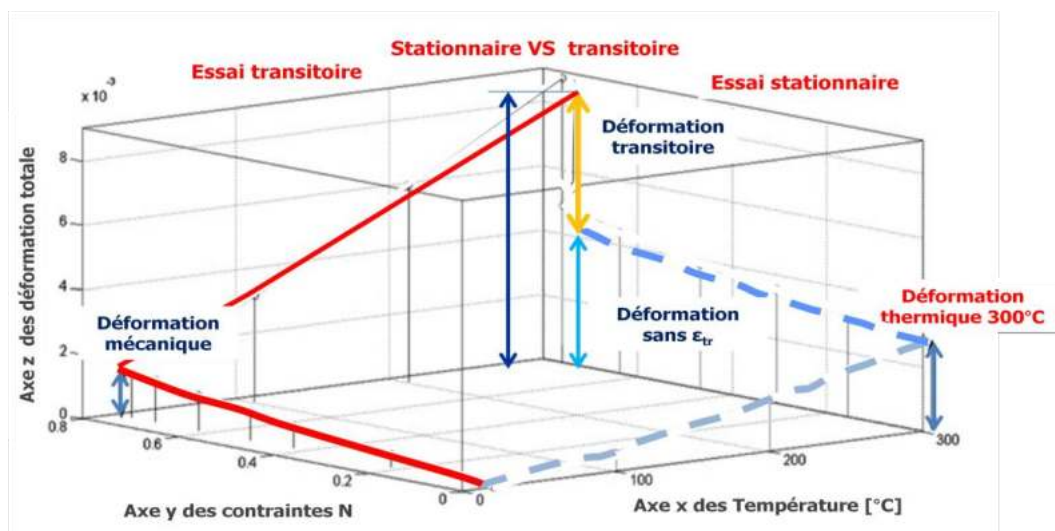


Figure I.25 Principe de déformation transitoire de fluage

Plusieurs auteurs sont penchés sur l'étude et l'évaluation de la déformation thermique transitoire en considérant les différentes modalités d'essais et les différents matériaux adoptés pour réaliser les essais adéquats. La comparaison des résultats d'essais effectués dans le cadre de recherches menées sur la déformation thermique transitoire a permis de faire un point sur l'état des connaissances du sujet par les études effectuées, on peut citer celles de : Schneider, U (1976) [59], Anderberg, Y and Thelandersson, S (1976) [60], Schneider, U (1988) [44], Diederichs, U et al (1992) [61] et Houry, G.A et al (1985a, 1985b) [62], [30].

I.3.7 Propriétés résiduelles du béton après échauffement à différentes températures

Les structures en béton armé se comportent généralement bien au feu. La plupart des bâtiments en béton endommagés par le feu peuvent être réparés et remis en utilisation, même après de graves incendies, les éléments structurels endommagés peuvent être réparés pour avoir à nouveau le minimum de résistance, de rigidité et de ductilité. Pour évaluer et réparer les éléments endommagés, il est essentiel de comprendre l'effet de la température sur les propriétés résiduelles du béton, en particulier les relations contrainte-déformation utilisées pour prédire le comportement des structures après refroidissement.

De nombreuses études ont été faites sur les propriétés mécaniques résiduelles de béton après l'exposition à des températures élevées telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité : Abrams, M.S (1971) [63], Papayianni, J et al (1991) [64], Nassif, A.Y et al (1995) [65], Poon, C.S et al (2001) [66], Chang, Y.F et al (2006) [67], Nassif, A (2006) [68] et Klingsch, E et al (2009) [69]. Les résultats obtenus par différents travaux dans les différents pays ne sont pas faciles à comparer quantitativement, en raison des différences dans les matériaux, les tailles d'échantillons et les conditions d'essai.

I.3.7.1 Résistance résiduelle en compression

La résistance à la compression et les propriétés de rigidité du béton baissent sensiblement en fonction de la température durant le scénario du feu et même après que la température de l'environnement thermique revienne à l'ambiante.

La figure I.26 représente la dégradation de la résistance en compression durant l'échauffement en trait continu et la résistance résiduelle après refroidissement en ligne pointillée. Une diminution supplémentaire de résistance à la compression est bien observée lors du retour à la température ambiante. Cela peut être en raison du fait que d'autres microfissures se forment au cours du refroidissement soit en raison des gradients thermiques dans les sections des échantillons ou en raison de l'opposition des contraintes thermiques développées dans la pâte de ciment et les agrégats au cours du chauffage et de refroidissement.

L'affichage de deux pics à 500°C et 700°C pour l'évolution de la résistance résiduelle, cette irrégularité peut être due à un nombre statistiquement insuffisant des résultats des essais ou à des phénomènes physico-chimiques qui peuvent survenir dans le béton pendant le refroidissement (Franssen and Li (2011) [37]).

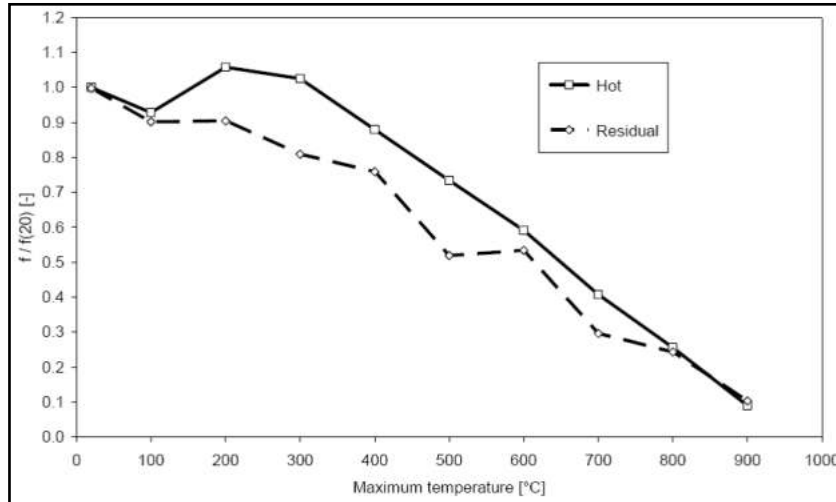


Figure I.26 Evolution de la résistance à haute température et la résistance résiduelle [37]

La figure I.27 montre l'évolution de la résistance en compression à hautes températures et la résistance résiduelle pour un béton ordinaire et un béton à haute résistance (BHR), (la limite étant fixée arbitrairement à 60 MPa). Le supplément de chute de résistance est bien distingué pour le béton ordinaire (trait continu-trait discontinu). Bien que cette dégradation supplémentaire est beaucoup plus faible pour le BHR, il n'y a pratiquement pas de différence jusqu'à 400°C, pour les températures de 600°C à 1000°C, la résistance résiduelle après refroidissement a même tendance à être supérieure à la résistance aux températures élevées.

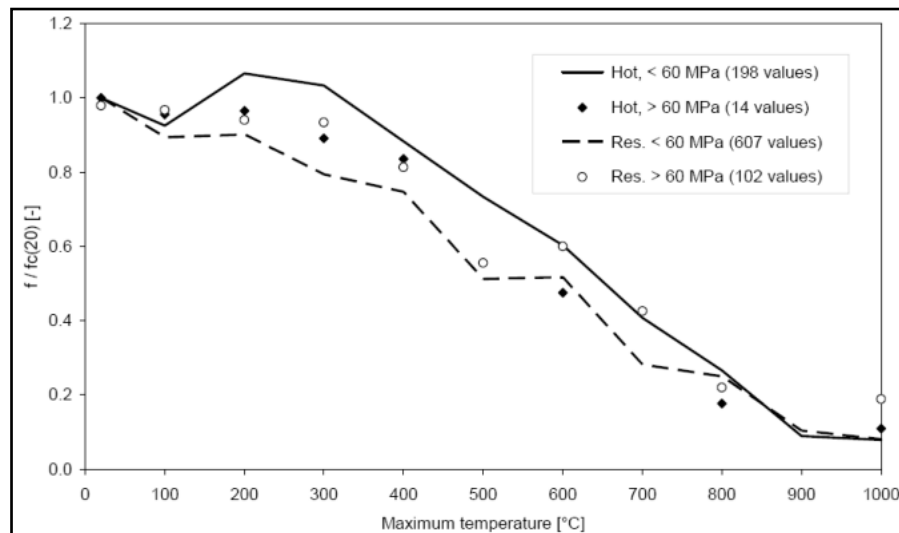


Figure I.27 Réduction de la résistance du béton normal et à haute résistance [37]

Chang et al(2006) [67], pour étudier la résistance résiduelle du béton, ont testé en compression uni-axial 8 éprouvettes cylindriques de béton de résistance $f_{c28}=40\text{MPa}$ et quatre autres de résistance $f_{c28}=27\text{MPa}$, toutes les éprouvettes sont confectionnées a base des agrégats siliceux et du ciment portland, les éprouvettes testées sont exposées à des niveaux de

températures de : 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 et 800°C. Le taux de chauffage est de 1 à 4,5 °C/min avec un incrément de 0,5°C / min correspondant respectivement à des températures d'essai de 100 à 800 °C avec un incrément de 100°C. Les échantillons sont chauffés après 18 mois de leur confection afin de diminuer la teneur en eau pour éviter la production du phénomène de l'écaillage. La température de stabilisation est maintenue constante pendant environ 1.5 à 2.5 h en ajustant une répartition uniforme de la chaleur à l'intérieur de l'éprouvette. Cette opération est suivie par un refroidissement naturel à la température ambiante dans le four. Les essais sont effectués environ 1 mois après afin de s'assurer que les forces résiduelles du béton après le chauffage seraient réduites au minima au moment des essais. Un total de 108 éprouvettes est testé pour obtenir une courbe contrainte-déformation en compression. La figure I.28 présente les résultats obtenus. La résistance résiduelle f'_{cr} à 200°C conserve environ 90% de la valeur initiale f'_c , pour les valeurs de 400, 600 et 800°C, elle est réduite à 65%, 40% et 15%, respectivement. La diminution est plus accentuée au delà de 200°C. Les équations (I.1) et (I.2) proposées par [67] s'adoptent bien aux données de tests. En outre, elles sont très proches des résultats expérimentaux d'Abrams [63] et les valeurs données par EN 1994-1-2.

$$f'_{cr}/f'_c = 1.008 + \frac{T}{450 \ln(T/5800)} \geq 0, \quad 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (I.1)$$

$$f'_{cr}/f'_c = \begin{cases} 1.01 - 0.00055T & , 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.05 - 0.00125T & , 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (I.2)$$

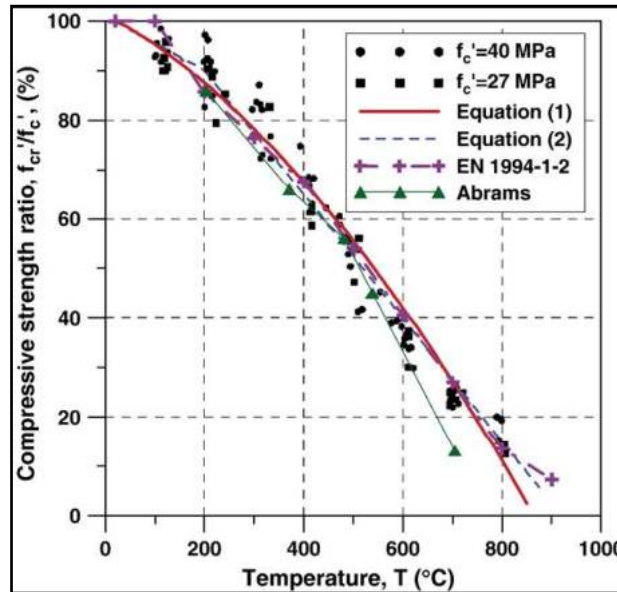


Figure I.28 Résistance résiduelle en compression après échauffement à différentes températures [67]

Un total de 209 résultats ont été collectés pour des tests à des températures élevées et 709 résultats ont été collectés pour des tests après refroidissement à la température ambiante de plusieurs référence par Li, Y.H and Franssen, J.M (2011) [37]. La résistance initiale de compression à la température ambiante varie de 20 MPa à 88,5 MPa, dont la majorité est inférieure à 60 MPa. Les Types d'agrégats comprennent les carbonates, calcaire, siliceux,

granit et de silex. Différentes méthodes de refroidissement comme le refroidissement naturel, le refroidissement dans le four, le refroidissement à l'eau ont été utilisés dans les tests.

Toutes les expériences ont été réalisées sur des échantillons cylindriques, prismatiques ou cubiques.

I.3.7.2 Influence du type de granulats sur la résistance résiduelle

Les résultats des essais pour 5 mélanges différents de ciment (350Kg/m^3 à 450kg/m^3) et en utilisant différents agrégats (siliceux, calcaires et basaltique) sont rapportés par [70], la figure I.29 montre les résultats obtenus pour le mélange 1 (ciment : 32.5 R et $c = 350\text{ kg/m}^3$).

- Les bétons à base de basalte et de calcaire sont moins affectés par la température que les bétons siliceux au moins jusqu'à 400°C .
 - Les bétons siliceux et calcaireux globalement perdent plus de 2/3 de leur résistance initiale, après avoir été chauffés à 600°C , alors que les bétons en basalte perdent moins (environ 1/2).
- Dans la gamme $T = 20\text{-}600^\circ\text{C}$, les bétons à résistance normale ($f_{c20} = 41\text{-}66\text{ MPa}$) perdent peu plus de 60%.

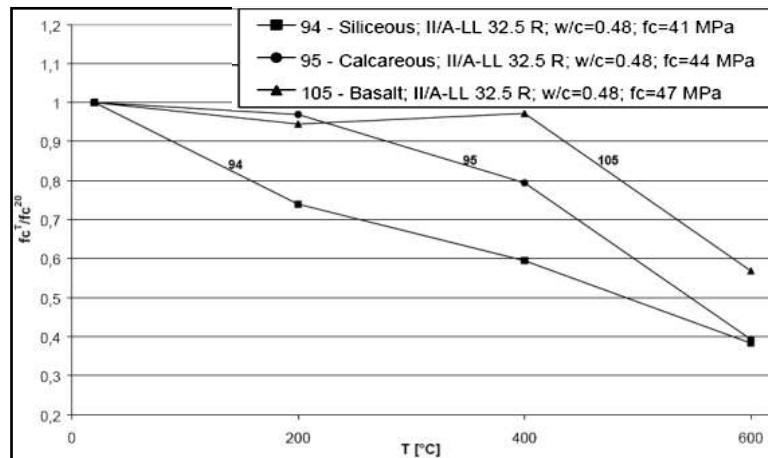


Figure I.29 Résistance résiduelle en fonction du type d'agrégats [70]

I.3.7.3 Effet du régime de refroidissement sur la résistance résiduelle

Le niveau d'échauffement et le régime de refroidissement sont parmi les paramètres les plus importants responsables sur le taux de dégradation du béton Lee et al (2008) [71]. Le refroidissement est plus rapide, le gradient de température est plus élevé et donc l'endommagement du béton est plus important. Même avec un refroidissement naturel, la température à l'intérieur du béton est supérieure à celle atteinte lors de la phase d'échauffement [71].

La figure I.30 [37] montre l'évolution de la résistance résiduelle pour deux régimes de refroidissement naturel à l'air et à l'eau et indique que la perte de résistance durant la phase de refroidissement est peut être due aux contraintes thermiques. Des contraintes locales se développent entre les granulats et la pâte de ciment dues à la différence de déformation thermique entre les deux constituants même si l'échantillon est à chaque instant sous un flux

thermique uniforme. La différence entre les deux courbes de la figure I.30 est probablement due aux gradients thermiques générés entre la surface et l'intérieur de l'échantillon.

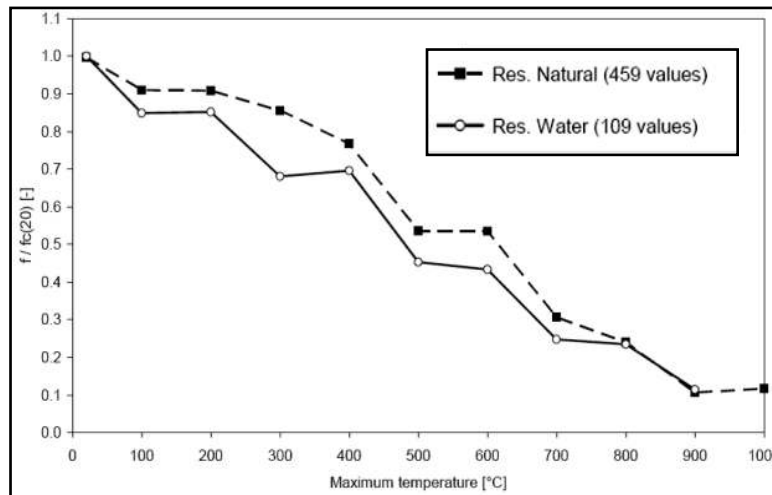


Figure I.30 Résistance résiduelle pour différents régimes de refroidissement [37]

I.3.7.4 Effet de la forme des échantillons sur la résistance résiduelle

Li and Franssen [37] ont donné des indications sur l'effet de la forme des échantillons sur la résistance résiduelle après refroidissement. La figure I.31 représente l'évolution de la résistance résiduelle pour deux différentes formes des échantillons. La majorité des tests ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de 100 mm ou 150 mm. D'autres spécimens ont été testés avec une forme prismatique, soit avec une base circulaire ou carrée; le rapport entre la hauteur et la dimension de la base est de l'ordre de 2 à 3.

La figure I.31 montre que la diminution de la résistance durant l'échauffement et après refroidissement est plus importante pour les éprouvettes prismatiques que dans les éprouvettes cubiques. Le mécanisme de rupture est susceptible d'être différent dans les éprouvettes cubiques et prismatiques minces, ce mécanisme semble être le même dans toutes les conditions, que ce soit à température ambiante, à chaud ou après refroidissement. La différence peut être due à un rapport d'aspect différent des dimensions géométriques conduisant à de différente distribution de gradient thermique. Seuls les échantillons cubiques montrent une augmentation de résistance à 200°C et 300°C.

La réduction supplémentaire durant le refroidissement est plus importante pour les cubes à des températures inférieures à 500°C, alors que pour les éprouvettes prismatiques, elle est plus importante pour des températures supérieures à 400°C.

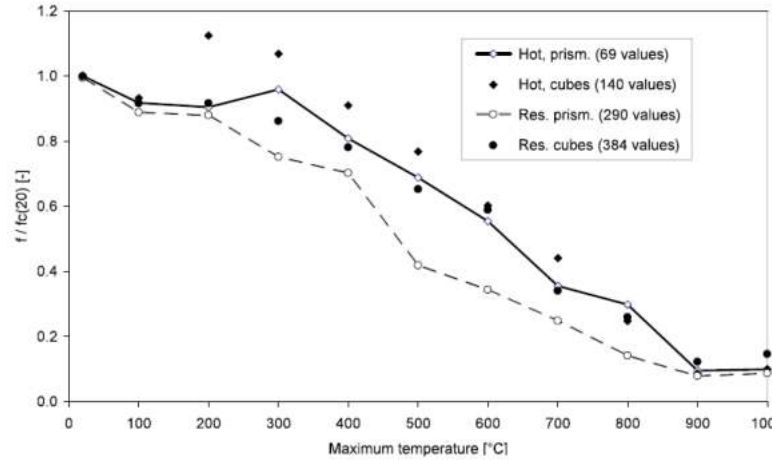


Figure I.31 Réduction de la résistance résiduelle pour différents formes des échantillons [37]

I.3.7.5 Evolution de la résistance résiduelle à la traction

Pour étudier l'évolution de la résistance à la traction, Chang et al [67] ont étudié deux formulations de béton en considérant trois éprouvettes de 32 MPa et trois autres de 21MPa qui ont été exposées à la même plage température (20,100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 et 800°C) donc un total de 54 éprouvettes a été testé. La résistance résiduelle est obtenue par l'essai de fendage brésilien selon la norme ASTM C496 pour le béton. La réduction de la résistance en traction du béton exposé au feu est plus défavorable. La résistance résiduelle en compression du béton normale, après une exposition à 200°C, elle est environ de 90% de la résistance initiale, alors que la résistance résiduelle en traction à la même température, elle est environ 80% de la résistance initiale [67].

La figure I.32 montre que pour le même traitement thermique, la réduction de la résistance de traction est plus grande de celle de la compression, spécialement pour les températures supérieur à 400°C. La résistance initiale (f'_c) n'a pas d'effet significatif sur la résistance résiduelle à la traction après le chauffage.

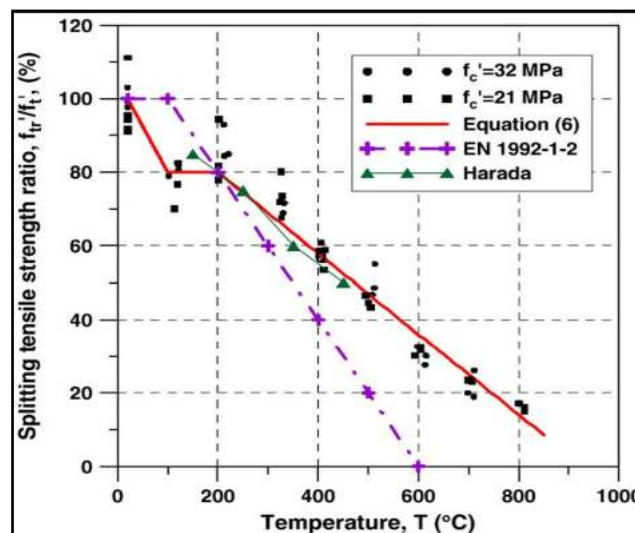


Figure I.32 Résistance de traction après chauffage pour différentes températures [67]

Une formulation analytique a été proposée par [67] donnant la résistance résiduelle en traction f'_{tr}/f'_t en fonction de la température par l'équation (I.3).

$$f'_{tr}/f'_t = \begin{cases} 1.05 - 0.0025T & ; 20^\circ C < T \leq 100^\circ C \\ 0.8 & ; 100^\circ C < T \leq 200^\circ C \\ 1.02 - 0.0011T \geq 0.0 & ; 200^\circ C < T \leq 800^\circ C \end{cases} \quad (I.3)$$

f'_{tr} : La résistance résiduelle du béton après exposition à la température (T),

f'_t : La résistance de traction à la température ambiante et T est la température maximale avant refroidissement.

Les résultats de L'Eq. (I.3) sont proches des résultats expérimentaux de Harada et al (1972) [45]. Pour des températures inférieures à 200°C, les valeurs données par l'EN1992-1-2 sont plus grandes que celles données par L'Eq. (I.3). Pour des températures supérieures à 200°C, elles sont inférieures. Il faut mentionner que la courbe donnée par l'EN1992-1-2 est spécifique à la résistance à haute températures ce qui justifie cette différence.

Etant donné que la résistance au cisaillement du béton dépend de sa résistance à la traction, la perte de la résistance en traction pourrait augmenter le risque de rupture par cisaillement des éléments en béton armé exposés au feu et donc la diminution de leur capacité de résistance latérale et sismique.

I.3.7.6 Evolution du module élastique résiduel du béton

Le module d'élasticité joue un rôle important dans l'évaluation des déformations pour les structures endommagées par l'action accidentelle du feu. L'évaluation de l'effet de la température sur le module d'élasticité durant toute la durée du feu est point primordiale. Plusieurs études se sont élaborées en considérant l'évolution de ce module en fonction de la température, on retient les résultats obtenus par [67], qui sont présentés sur la figure I.33. L'évolution du module élastique en fonction de la température montre que pour le même traitement thermique, la réduction du module d'élasticité est supérieure à celle de la résistance à la compression. Par ailleurs, la résistance initiale f'_c n'a pas d'effet significatif sur le module élastique après chauffage à des températures différentes. La réduction du module élastique à 200, 400 et 600°C est respectivement d'environ 80%, 40% et 6% de sa valeur à température ambiante. Le module élastique résiduel en compression (E_{cr}/E_c) en fonction de la température est exprimé par les Eqs. (I.4) et (I.5) [67] qui sont aussi bien confondus avec les résultats de Nassif, A et al (1995) [65].

$$E_{cr}/E_c = -0.00165T + 1.033 \quad 20^\circ C < T \leq 125^\circ C \quad (I.4)$$

$$E_{cr}/E_c = \begin{cases} -0.00165T + 1.033 & 20^\circ C < T \leq 125^\circ C \\ \frac{1}{1.2 + 18(0.0015T)^{4.5}} & 125^\circ C < T \leq 800^\circ C \end{cases} \quad (I.5)$$

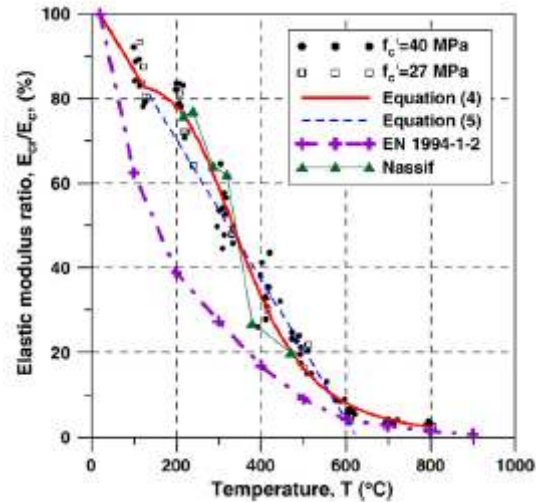


Figure I.33 Module élastique après chauffage à différentes températures [67]

Comme le montre la figure I.33, les valeurs données par EN 1994-1-2 sont inférieures à celles données par l'équation (I.5) en raison de la différence de la déformation de pic. Il est bien clair que le béton peut récupérer une partie de sa rigidité durant le refroidissement ce qui n'est observé dans le modèle Eurocode parce que la réduction de la rigidité en phase d'échauffement est maintenue la même durant la phase de refroidissement, à cause des déformations de fluage importantes, des dégradations plus élevées ont été observés dans la rigidité élastique que dans la résistance du béton après l'exposition au feu.

I.4 Evolution des propriétés résiduelles de l'acier des armatures

Le comportement de l'acier est considéré par l'ensemble des prescriptions normatives comme réversible après l'exposition au feu.

I.4.1 Limite élastique

En fonction de l'élévation des températures, la rigidité et la résistance de l'acier diminuent considérablement (Lie et al. 1992)[72], Il y a très peu de variation pour la limite d'élasticité et la résistance ultime (à la traction) des armatures d'acier pour des températures allant jusqu'à environ 300°C (Takeuchi et al.1993) [73]. La récupération de la limite d'élasticité après refroidissement est généralement complète pour l'acier laminé à froid (jusqu'à 450 °C) et pour l'acier laminé à chaud (jusqu'à 600°C). Au delà de ces températures, une approche simple est proposée par le CIB (1990) [74] dans laquelle, pour chaque augmentation de 100°C de la température 7,5% de la limite d'élasticité est réduite.

I.4.2 Module d'élasticité

Le module d'élasticité de l'armature en acier diminue avec l'augmentation de la température. L'Eurocode 2 donne une réduction de 13% du module à 200° C.

I.4.3 Expansion thermique

Le coefficient de dilatation thermique de l'armature en acier est de $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ à 24°C et la valeur augmente avec la température. À 149°C , le coefficient est environ 10% supérieur à la valeur initiale (Willam et al. 2009) [75].

I.5 Evolution de la résistance résiduelle de l'interface béton-armatures

La perte de résistance d'adhérence pourrait atteindre jusqu'à 60% pour des températures supérieures à 500°C (Kodur, V et al (2003) [76] et Morely, P and Royles, R (1983) [77]). Les paramètres tels que la forme des armatures, le confinement du béton, les propriétés de base du béton (rapport E/C, le type du ciment et d'agrégats, additifs), l'âge du béton et l'humidité relative, l'état de l'essai (chauffage et refroidissement, la durée et le niveau de chauffage) et les tests à chaud ou à froid) ont un effet significatif sur le comportement de la liaison acier-béton sous les conditions de haute température (Faiyadh, F.I and Al-Aussi, M.A (1989) [78], Wasan, I. K (2006) [79] et Lau, A (2003) [80]).

Haddad, R.H et al (2008) [81], dont le but d'étudier la résistance résiduelle d'adhérence a testé cinquante échantillons ($100 \times 100 \times 400$ mm) préparés avec du béton de fibre à haute résistance, trois types de fibres ont été utilisés (des fibres en acier revêtus (SH), des fibres en acier avec crochets (BCS) et les fibres de polypropylène à haut module (HP)). Les fibres sont mélangées dans le béton séparément et en mélange avec une fraction volumétrique totale de 2%, la procédure suivie est celle de l'ASTM C192 (1991) [82]. Les éprouvettes ont été soumises à une plage de températures (350, 500, 600, et 700°C) pour 2 h suivi d'un refroidissement naturel.

La figure I.34 montre la réduction de l'adhérence résiduelle qui est légèrement diminuée à 350°C et fortement réduite à 500°C . Ce comportement est du à l'augmentation de l'intensité, la largeur et l'extension des fissures avec la température.

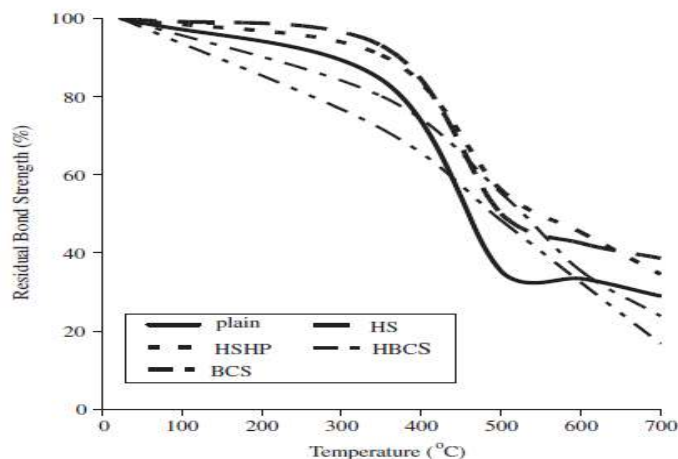


Figure I.34. Résistance d'adhérence résiduelle en fonction de la température pour différents béton de fibres [81]

Le béton de fibre a montré une meilleure résistance que celle du béton ordinaire dans l'intervalle de 350 à 600°C . Le béton avec des fibres SH a montré une meilleure performance suivie, dans l'ordre, par HBCS, HSHP et BCS. L'adhérence résiduelle à 350°C pour les bétons

mélangés avec les fibres HS, HSHP, HBCS et BCS était de 136%, 123%, 141% et 145%, respectivement. Les valeurs correspondant à 500 et à 700 °C ont été de 172%, 178%, 228%, 231% et de 162%, 135%, 124%, 98%, respectivement. Il convient de mentionner que certains bétons de fibres ont donné une liaison résiduelle inférieure à celle du béton ordinaire pour des températures inférieures à 400°C. La résistance résiduelle en compression a un effet limité sur la résistance d'adhérence résiduelle.

Wasan, I. K (2006) [79] montre la relation entre la température et la résistance résiduelle en compression par rapport à la résistance initiale à 20°C du béton ordinaire et du béton avec des fibres en acier (SFRC). En règle générale, il peut être constaté que tous les bétons présentaient une perte de résistance à la compression avec l'évolution de la température, la même constatation a été faite pour la résistance en traction représentée sur la figure I.35.

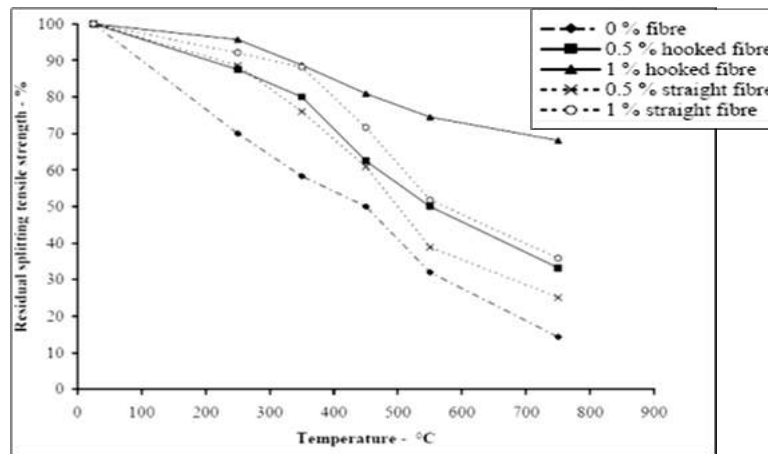


Figure I.35 Relation entre la résistance résiduelle en compression et la température (BO et SFRC) [79]

Comme pour les résistances résiduelles en traction et en compression le module élastique résiduel diminue avec la température (figure I.36). Il peut être observé que le béton (SFRC) a un module résiduel supérieur par rapport au béton ordinaire après une exposition à des températures élevées, les fibres d'acier avec crochet ont un avantage par rapport aux fibres droites.

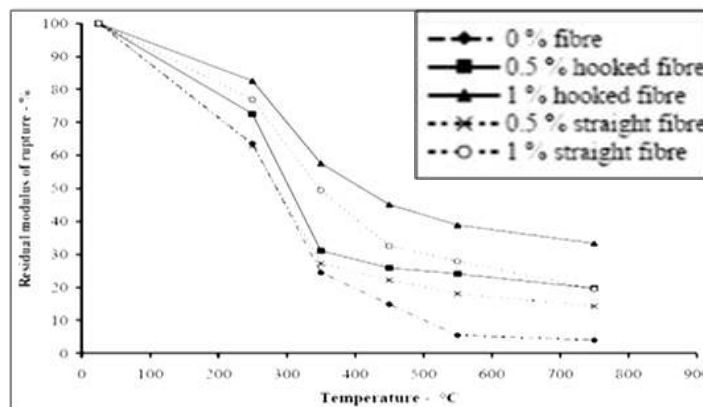


Figure I.36 Relation entre le module résiduel de rupture et la température (BO et SFRC) [79]

Un fort intérêt est donné à l'utilisation de fibres métalliques et de polymères dans la composition du béton ordinaire et à haute résistance pour améliorer la résistance à des températures élevées allant jusqu'à 1000°C (Chen, B and Juanyu, L. 2004) [83] et (Han, C et al 2005) [84]. L'utilisation des fibres contribue à réduire de manière significative l'écaillage, bien que l'influence sur la résistance résiduelle en compression soit limitée [84].

I.6 Revue des travaux sur le comportement des voiles à hautes températures

I.6.1 Introduction

La majorité des bâtiments en Algérie ont des structures en béton armé, La sécurité incendie de ces structures dépend en grande partie de leur résistance au feu tels que les voiles, les poteaux et les poutres. Les murs porteurs en béton armé sont l'un des principaux systèmes structuraux porteurs qui supportent les charges horizontales et verticales. Une exposition sévère au feu peut compromettre la stabilité hors plan de ces murs sous des charges verticales de service, provoquant une instabilité globale, catastrophique ou partielle du bâtiment. Bien que des recherches antérieures ont été menées pour établir les niveaux de résistance au feu pour les différents types de composants structuraux, les résultats de ces efforts ne fournissent pas de connaissances sur la capacité portante des murs porteurs exposés au séisme après une action évidente du feu. Des méthodes de conception rationnelles et des outils d'analyse fondés sur les performances comme alternative aux méthodes prescriptives actuelles sont nécessaires pour permettre l'évaluation des performances structurelles sous un système de chargement combiné.

La performance des structures en béton en cas d'incendie est devenue de plus en plus importante et plusieurs chercheurs sont penchés sur le comportement des éléments structuraux en considérant les différentes phases d'évolution du feu et même la phase après son extinction. Cela est dû en partie à l'augmentation de l'incidence des incendies accidentels.

Cette recherche se concentre sur cette question en développant un ensemble de données mesurées par la voie de la simulation numérique sur le comportement thermomécanique des voiles et le calcul de sa capacité portante horizontale sous un chargement horizontal appliqué progressivement jusqu'à la rupture.

I.6.2 Performance des structures en béton en cas d'incendie

L'ampleur des dommages des structures en béton à cause de l'exposition au feu est influencée par les conditions existantes juste avant l'incendie, ainsi que pendant la durée totale de l'exposition au feu, y compris la phase de refroidissement prolongée, lorsque les températures dans l'élément reviennent aux conditions ambiantes.

Les différentes phases rencontrées pour un élément structural pendant et après un incendie sont illustrées sur la figure I.37. Une fois que le feu atteint le pic, les températures de la section transversale augmentent et la capacité portante diminue, ainsi que les déformations augmentent qui sont dues à la dégradation induite par la température dans la résistance et la rigidité du béton et des armatures. En outre, même lorsque les températures du feu commencent à se diminuer pendant la phase de refroidissement, les températures de la section transversale à l'intérieur de l'élément structural restent significativement élevées pendant une durée prolongée après l'extinction du feu, en raison de l'inertie thermique élevée du béton. En fait, les températures à l'intérieur de l'élément peuvent ne pas refroidir aux conditions

ambiantes jusqu'à 24 à 72 heures après l'extinction du feu, en fonction de la taille (masse thermique) de l'élément et de l'intensité du feu. Une fois l'élément refroidi aux conditions ambiantes, une déformation irréversible apparaît dans l'élément structural. Ces déformations résiduelles représentent l'état des dommages structuraux dans l'élément résultant de l'exposition au feu et l'étendue des dommages en fonction du niveau de charge, des conditions aux limites et de la dégradation induite par la température dans les propriétés du matériau.

Ainsi, il est essentiel de déterminer les températures dans la section de l'élément structural, les conditions structurales présentes pendant l'incendie, la vitesse de refroidissement et les déformations résiduelles pour évaluer la capacité résiduelle des éléments en béton endommagés par le feu.

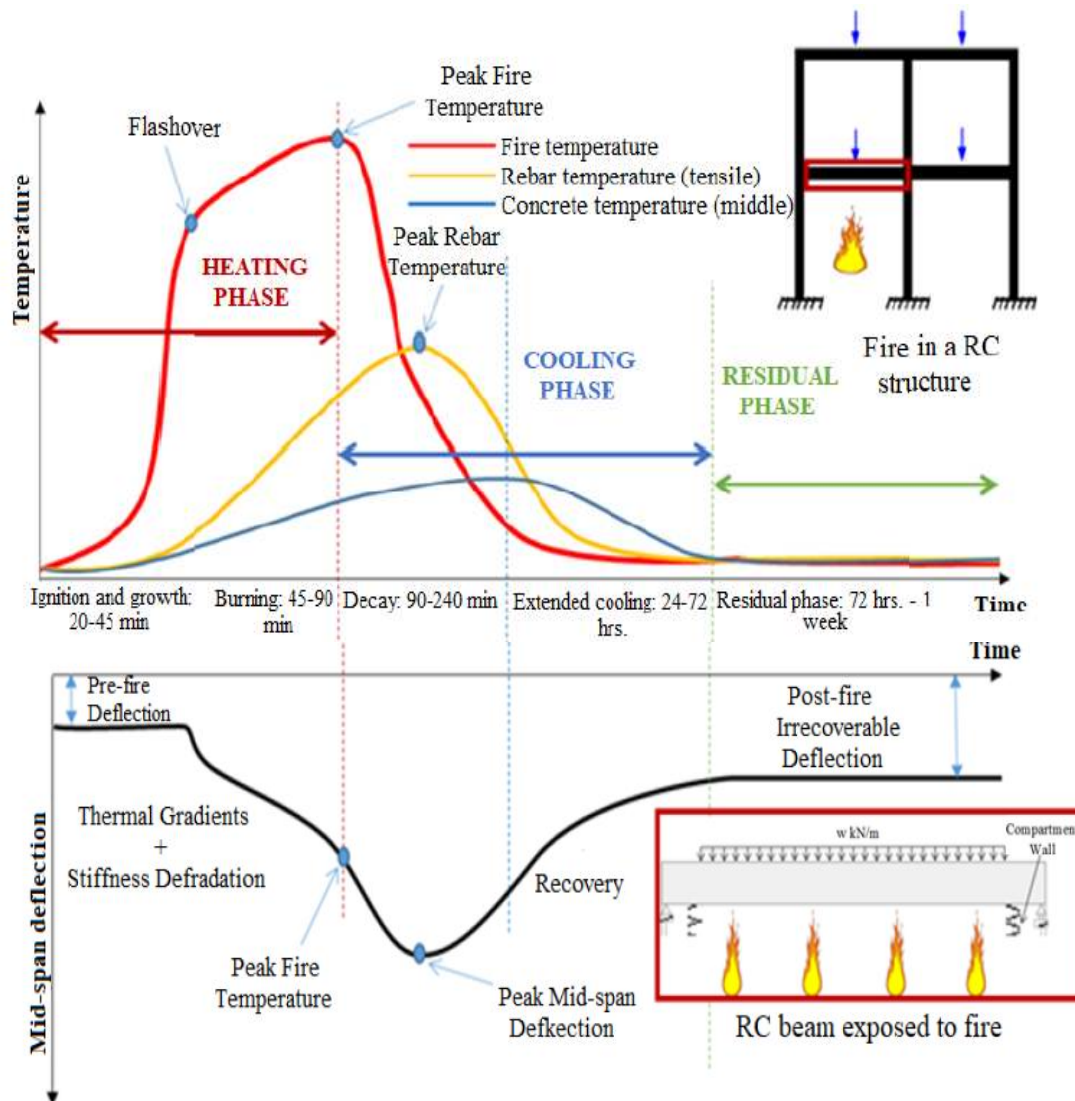


Figure I.37 Exemple de la réponse d'un élément de structure pendant et après exposition au feu [85]

I.6.3 Approche d'évaluation de la capacité résiduelle

Le comportement d'un élément structural en béton armé après une exposition au feu dépend généralement de paramètres tels que le niveau de charge, les températures enregistrées à l'intérieur des sections pendant l'exposition au feu, la vitesse de refroidissement et la résistance résiduelle après un incendie. Une approche générale comprenant trois étapes, qui intègrent l'interdépendance de ces paramètres dans l'évaluation de la capacité résiduelle des éléments structuraux, est présentée dans cette section.

I.6.3.1 Procédure générale

Pour évaluer la capacité résiduelle, l'analyse de la résistance d'un élément structural doit être effectuée en trois étapes, à savoir, l'analyse structurelle de la réponse à température ambiante (étape 1), l'analyse des températures comprenant à la fois la phase de chauffage et de refroidissement du feu (étape 2) et enfin, l'analyse de la capacité résiduelle ou post-incendie après refroidissement de l'élément en béton (étape 3). Les trois étapes de l'analyse pour évaluer la capacité résiduelle des éléments endommagés par le feu sont illustrées par l'organigramme de la figure I.38.

Ce type d'approche peut être appliqué par une analyse numérique en utilisant un logiciel d'éléments finis.

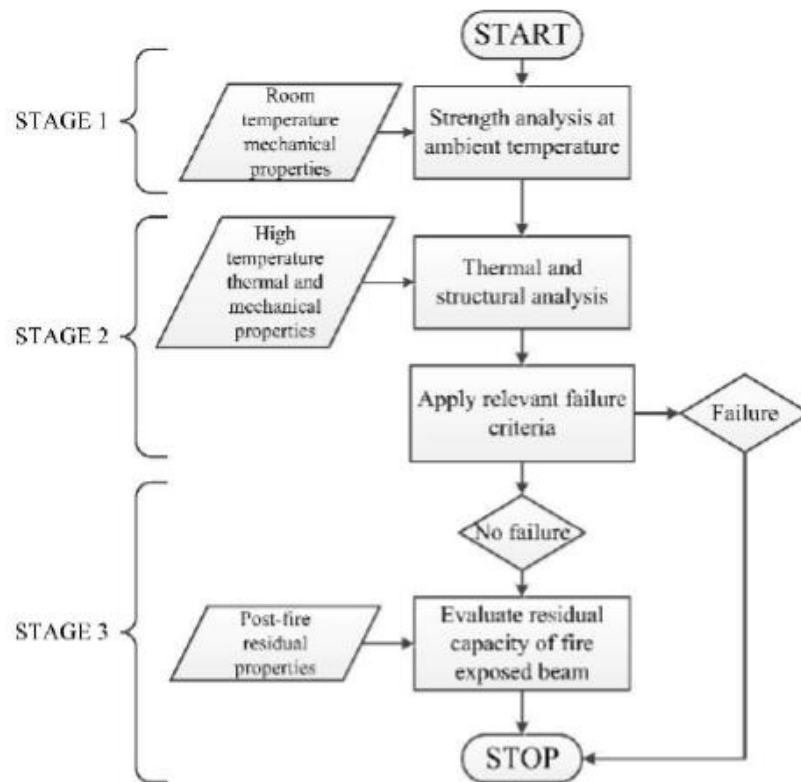


Figure I.38 Organigramme décrivant l'approche pour évaluer la capacité résiduelle des structures en béton armé endommagées par le feu [85]

À l'étape 1, la capacité portante résiduelle d'un élément structural est évaluée en incrémentant progressivement la charge sur l'élément jusqu'à ce qu'une rupture se produise. Pour cette analyse, les propriétés de résistance et de rigidité des matériaux acier et béton à température ambiante doivent être prises en considération.

À l'étape 2, la réponse thermomécanique des éléments est évaluée selon le scénario d'incendie, le niveau de charge et les conditions d'appuis donnés lors de l'exposition au feu. La réponse thermique et structurelle est tracée pour évaluer le comportement au feu de l'élément structural. À ce stade, les propriétés en fonction des températures du béton et des armatures à la phase de chauffage et de refroidissement du feu doivent être considérées (Kodur and Agrawal (2015) [86], Kodur and Agrawal (2016) [87] et Kodur and Phan (2007) [88]). Cette étape de l'analyse est effectuée à divers incréments de temps en tenant un niveau de charge constant pendant toute la durée d'exposition au feu. Les paramètres de réponse de l'analyse thermique et structurelle doivent être utilisés pour vérifier la rupture à la fin de chaque incrément de temps afin d'évaluer l'état de l'élément sous différents états limites de rupture.

Après refroidissement de l'élément, s'il n'y a pas de rupture à l'étape 2; L'étape 3 de l'analyse est effectuée. Pour cette analyse, les propriétés résiduelles spécifiques du matériau (béton et armature en acier) sont prises en compte. Les incréments de charge se poursuivent jusqu'à ce que le membre tombe en rupture.

I.6.4 Analyse du comportement des voiles

Les voiles en béton sont l'une des parties intégrantes des structures en béton armé pour supporter des charges verticales et horizontales ainsi que pour assurer un compartimentage au sein d'un bâtiment. Ils aident également à résister au feu lorsque les épaisseurs minimales et les revêtements de béton de ces murs ont été choisis conformément aux codes de calcul.

Ces éléments structuraux peuvent être fortement affectés par le feu, en raison de leur grande surface exposée. De plus, les conditions aux limites influenceront également les performances des voiles en cas d'incendie. Les éléments horizontaux adjacents aux voiles, comme les dalles et les poutres, lorsqu'ils sont chauffés au feu, appliqueront des forces horizontales perpendiculaires au mur. Ces efforts induisent des sollicitations importantes dans les sections transversales, tandis que dans le même temps les éléments structuraux liés à la paroi bloquent son allongement thermique.

I.6.4.1 Conception d'un mur en béton en conditions normales

Les différents types de charges auxquelles doivent résister les murs en béton sont illustrés à la figure I.39 (Hayhoe, W.C. and Youssef, M.A. (2013) [89]).

1. Charges verticales et de gravité

Les murs en béton armé sont conçus pour résister aux charges verticales avec ou sans excentricité. Cette conception est similaire à la conception des poteaux. En général, les murs de plus de 15 mm d'épaisseur sont renforcés par deux nappes d'armatures placés sur les deux parements. Les barres d'armature verticales résistent au moment appliqué en raison des excentricités de charges. Les armatures horizontales résistent aux contraintes de retrait et de cisaillement et relient les barres verticales ensemble.

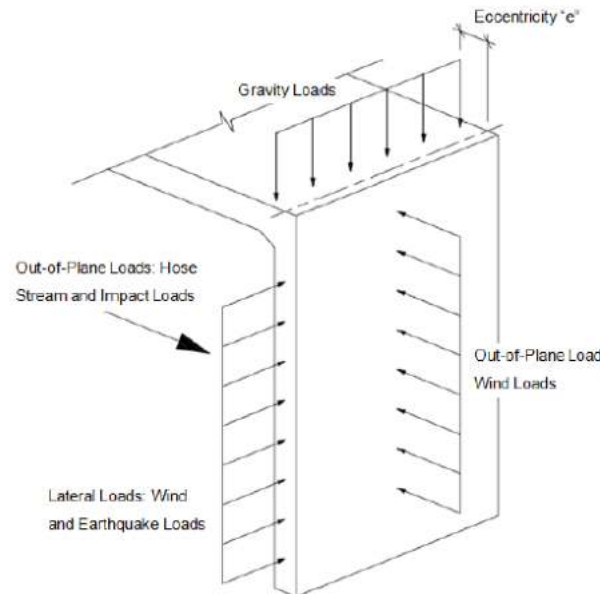


Figure I.39 Charges exercées sur un voile [89]

2. Charges horizontales hors plan

Les murs extérieurs sont conçus pour transférer les charges de vent appliquées à la façade extérieure de la structure vers les supports latéraux qui comprennent les diaphragmes de plancher et / ou des colonnes ou des murs perpendiculaires. Les murs intérieurs et extérieurs peuvent également être nécessaires pour résister aux charges de pression différentielle. Le calcul des murs dans ce cas est similaire au calcul à la flexion et au cisaillement des dalles en béton armé.

3. Charges latérales (séisme et vent)

Les murs conçus pour jouer le rôle de murs de cisaillement doivent résister aux effets des tremblements de terre et des charges de vent. L'effet des charges latérales est transféré aux murs de cisaillement par les diaphragmes de plancher. Les murs individuels ou les systèmes interconnectés de murs de contreventement qui résistent à de telles charges sont conçus comme des consoles encastree à la base.

I.6.4.2 Conception d'un mur en béton soumis au feu

1. Classe de résistance au feu (R30 ou R60,etc)

Une classe de résistance au feu pour le critère de résistance mécanique est définie par la durée pendant laquelle un élément structural ou un système doit fournir une résistance adéquate lorsqu'il est exposé à un feu normalisé généralement mentionnée R30, R60,..., R240, les chiffres indiquent les minutes d'exposition au feu normalisé. Les classifications au feu généralement requises sont basées sur les niveaux d'occupation, la taille du bâtiment, l'emplacement du bâtiment par rapport à l'ensemble de la propriété et les bâtiments adjacents et des matériaux séparés par les murs coupe-feu suivant le guide d'American Concrete Institute (ACI 216R-89 1989) [90].

2. Trois exigences pour la sécurité au feu des murs

Les directives actuelles de la conception pour la sécurité incendie, suivant le Manuel de calcul CPCI 2007 (Canadian Precast and Prestressed Concrete Institute) [91], l'Eurocode2 (2004) et le Guide d'American Concrete Institute (ACI) [90] pour la détermination de la résistance au feu des éléments en béton (1989), spécifient trois critères de résistance au feu, qui sont tous directement applicables aux murs en béton armé. Les trois exigences sont l'isolation thermique, l'intégrité structurelle et l'adéquation structurelle.

Le premier critère de résistance au feu est qu'un mur en béton offre une isolation thermique adéquate entre ses côtés exposés et non exposés. Ceci permet d'éviter que les matériaux du côté non exposé du mur ne s'enflamment en raison d'une exposition à des températures élevées. En général, cette exigence est satisfaite en limitant la température maximale du côté non exposé du mur à une certaine valeur. Par exemple, ACI 216 R-89[90] limite l'élévation de température du côté non exposé à une température maximale ne dépassant pas 181°C.

Le deuxième critère de résistance au feu (coupe feu) est qu'un mur en béton doit empêcher la propagation de flammes ou de gaz toxiques à travers les fissures. Ce critère vise à nouveau à empêcher les matériaux du côté non exposé de la paroi de s'enflammer.

Le dernier critère est qu'un mur en béton doit résister à l'effet de toutes les charges spécifiées, y compris les charges de chocs et explosions, pendant toute la durée de l'exposition au feu. Ce critère garantit qu'un effondrement prématuré de la structure ne se produira pas pendant l'incendie. Certains codes permettent d'appliquer un facteur de réduction aux charges spécifiées pour la conception au feu. Par exemple, l'Eurocode donne une équation pour déterminer un facteur de réduction de charge pour le calcul au feu sur la base de plusieurs facteurs, y compris le pourcentage de charges permanentes et le type de charge variable principale (Eurocode2, 2004). Comme alternative à cette équation, l'Eurocode2 permet l'utilisation d'un facteur de réduction de 0,7.

3. Méthodes normatives pour le calcul des murs au feu

Cette section résume les méthodes actuelles autorisées par les différents codes et normes de conception pour concevoir les murs en béton résistant au feu. En règle générale, les ingénieurs peuvent satisfaire aux exigences de sécurité incendie par l'une des trois méthodes suivantes: choisir des sections de mur qui satisfont au classement au feu requis sur la base des graphiques et des tableaux disponibles dans les codes du bâtiment, en utilisant une section de mur qui a été testée et approuvée pour un certain degré de résistance au feu par une installation d'essai certifiée, ou détermination de la résistance au feu d'une section de mur en utilisant une «conception rationnelle».

La méthode la plus simple et la plus directe disponible pour les ingénieurs pour concevoir des murs en béton pour le feu consiste à choisir des sections de mur qui satisfont au classement au feu requis sur la base des graphiques et des tableaux des codes du bâtiment. Presque tous les graphiques et tableaux des codes du bâtiment pour la conception de murs en béton pour le feu supposent que la conception est régie par le premier critère, l'isolation thermique. Sur la base de cette hypothèse, le manuel de conception du CPCI (2007) [91] fournit le graphique illustré à la figure I.40 pour déterminer la résistance au feu des murs en béton en fonction de l'épaisseur et du type de béton.

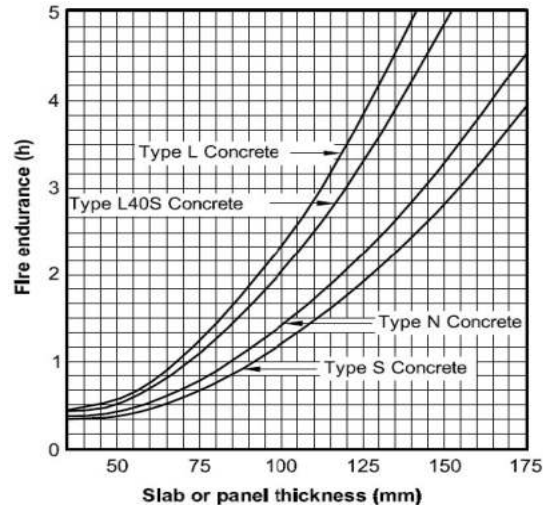


Figure I.40 Graphe pour la résistance au feu des murs (CPCI Design Manual 2007) [91].

L'ACI 216 R-89[91] fournit un tableau presque identique à la figure I.44. L'Eurocode 2 fournit un tableau qui spécifie l'épaisseur minimale et l'enrobage des armatures en fonction du degré de résistance au feu requis, si le mur est exposé au feu d'un côté ou des deux côtés, et un paramètre qui tient compte de la valeur de la charge de calcul appliquée pendant l'incendie par rapport à sa valeur dans les conditions normales (Eurocode2, 2004).

Une deuxième méthode qui est mise à la disposition des ingénieurs pour concevoir des voiles résistants au feu consiste à utiliser la base de données des résultats d'expérimentation sur des voiles testés par des essais approuvés.

La dernière méthode est une méthode analytique pour calculer la résistance au feu des voiles, cette est décrite par la plupart des codes, elle est connue sous le nom de «conception rationnelle». Le critère d'intégrité structurale, étant difficile à évaluer analytiquement, on suppose généralement que ce critère est satisfait à condition que le critère d'isolation thermique soit satisfait (Eurocode 2007).

L'Eurocode stipule que pour tous les éléments structuraux en béton, y compris les murs, «les méthodes de calcul avancées doivent fournir une analyse réaliste des structures exposées au feu» et «doivent être fondées sur un comportement physique fondamental conduisant à une approximation fiable du comportement attendu» (Eurocode2, 2004). Des directives supplémentaires sont données, telles que les facteurs à prendre en compte dans les modèles thermiques et structurels utilisés. L'Eurocode2 exige également actuellement que tous les résultats des méthodes de calcul doivent être vérifiés par des tests expérimentaux.

L'ACI 216R-89[90] et CPCI 2007[91] supposent que le calcul de la résistance au feu des voiles est régi uniquement par le critère d'isolation thermique, et donc toute justification de calcul est basée sur l'épaisseur.

Bien que peu d'informations concernant le calcul rationnel des murs en béton au feu soient actuellement données ou référencées dans les codes du bâtiment, qui s'orientent davantage vers une conception basée sur la performance. L'orientation actuelle pour le calcul des murs au feu est de prendre l'action thermique d'une manière implicite.

I.6.4.3 Recherches disponibles sur le calcul des voiles au feu

Les recherches antérieures ont été principalement concentrées sur les poteaux en béton armé, Han et al. 2009 a évalué la résistance résiduelle et la résistance à l'écaillage des poteaux exposés au feu. Les recherches de Kodur (2008) [92], Kodur and Raut (2009) [93] et Kodur et al (2004) [94] sont penchées sur la stratégie d'évaluation de la résistance au feu des poteaux de béton de haute résistance ainsi que le calcul des poteaux en béton ordinaire; Lie et Lin 1985 ont étudié la performance au feu des poteaux. Chen et al (2009) [95] ont entrepris un travail sur le comportement des poteaux post-incendie, Dimia et al (2011) et Gernay and Dimia (2013) [96,97] ont examiné la rupture tardive pendant et après la phase de refroidissement d'un incendie. Awad (2018) [98] a présenté une étude sur l'effet du régime de refroidissement sur le comportement des colonnes en béton armé soumises au feu, Obaidat et al (2016) [99] ont exposé les résultats d'une étude sur le comportement mécanique résiduel des poteaux courtes. Sekkiou et al (2018) [100] ont réalisé une analyse numérique du comportement des profilés creux remplis de béton exposés au feu paramétrique, Afaghi and Abdollahzadeh (2019) [101] ont établi une recherche sur l'effet de la vitesse de refroidissement sur le comportement post-incendie poteaux mixtes CFST (Concrete-Filled Steel Tubular). Concernant les poutres, Balaji et al (2016) [102] ont exposé une méthode de calcul de fiabilité des poutres en béton armé exposées au feu ainsi que Guergah et al. (2017) [103] ont réalisé une étude numérique sur le phénomène d'écaillage des poutres exposées au feu hydrocarburé.

Pour les voiles en béton armé qui sont l'objet de cette recherche, ont été moins entrepris, les références bibliographiques sont classées en deux parties :

1. Recherche expérimentale

La valeur de la recherche expérimentale réside dans la validation des modèles analytiques actuels et futurs et fournit une idée générale sur les facteurs qui influencent de manière significative la performance des voiles exposés au feu.

Un programme expérimental important est mené par Crozier and Sanjayan (2000) [104], dix-huit murs de 3.6m de hauteur x 1.2m de largeur avec des épaisseurs variables de 7.5cm, 10 cm et 15cm ont été testés, qui sont confectionnés en béton ordinaire et en béton à haute résistance et exposés au feu standard donnée dans le AS1530.4 (2005) [105]. Un chargement combiné vertical et horizontal est utilisé comme le montre la figure I.41. Les tests ont effectués en considérant différentes variables dont la résistance du béton (44 et 70 MPa), l'enrobage de (3cm à 11cm) et un rapport d'élancement (24, 36 et 48) avec une charge axiale excentrique.

Les tests au feu ont été entrepris jusqu'à ce que l'une des limites structurelles suivantes se produise:

- 1) Rupture du spécimen chargé; ou
- 2) déformation excessive supérieur à $(l_a \text{ portée} / 20)$.

L'exposition au feu obtenue était comprise entre 32 et 90 minutes avant que l'un ou l'autre des critères susmentionnés ne soit atteint.

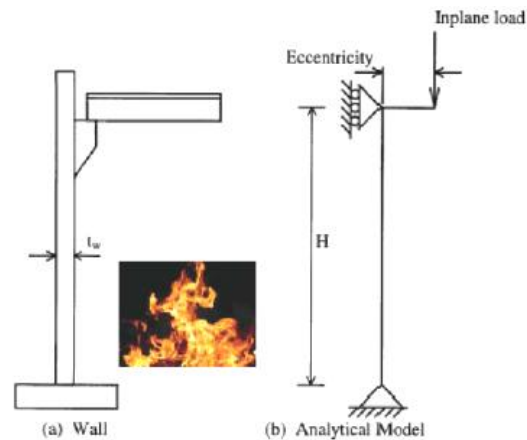


Figure I.41 Représentation en service utilisée pour modéliser les essais au feu (Crozier and Sanjayan 2000) [104]

Huit des murs ont été testés sous des charges axiales et latérales excentriques combinées pour étudier la capacité portante dans le plan. Les dix murs restants ont été testés sous des charges latérales uniquement pour étudier les effets de l'écaillage et de la flexion thermique. Deux de ces murs ont été testés tout en étant supportés sur trois cotés pour étudier l'effet de la fissuration par flexion sur les performances d'éclatement des murs en béton. Les conclusions du programme expérimental comprennent:

la flexion thermique a un effet significatif sur la capacité dans le plan des murs en béton, la résistance du béton a peu d'effet sur le comportement au feu des murs en béton, le niveau de charge dans le plan a un effet significatif sur la performance structurelle des murs au feu et la fissuration par flexion réduisent considérablement les effets de l'écaillage des murs exposés au feu.

Les auteurs ont constaté que les murs en béton de résistance normale présentaient des éclats importants par rapport aux murs en béton à haute résistance, qui présentaient des degrés mineurs d'écaillage. Ceci est contraire à la théorie bien connue qui suggère que le béton à haute résistance est plus sensible à l'écaillage en raison de son incapacité à dissiper l'accumulation de pression interstitielle par rapport au béton de résistance normale plus perméable. L'explication donnée par les auteurs de ce phénomène opposé était que les panneaux testés en béton à haute résistance présentaient des quantités plus élevées de fissuration par flexion, ce qui permettait l'échappement de la pression interstitielle de l'eau et réduisait ainsi l'intensité de l'écaillage. Il a été également constaté que l'écaillage était plus dominant dans les murs plus épais, ce qui est principalement dû à la difficulté de la dissipation de la pression interstitielle par échappement à l'extérieur. Les conclusions doivent être traitées avec prudence pour deux raisons:

- 1) Les murs réels ont été testés en position horizontale et le feu était exposé sur la face tendue contrairement à la représentation en service des figures I.41 et I.42.
- 2) La quantité de fissures par flexion a joué un rôle important dans la résistance au feu, que les murs soient en béton à résistance normale ou en béton à haute résistance (Ngo et al. (2013)) [106].

Guerrieri and Fragomeni (2010) [107] ont réalisé des essais au feu standard à l'Université Victoria sur quatre panneaux muraux en béton à demi-échelle avec deux types de chargement.

Les murs ont été testés au feu en position verticale. Le premier chargement représente une charge excentrique créée par un système de poulies de poids à mi-portée en plus du poids propre, avec la face interne du mur est exposé au feu comme illustré sur la figure I.46. Le deuxième cas de charge est dû seulement au poids propre. Dans chaque cas de chargement, deux échantillons identiques ont été testés pour vérifier leur performance à l'écaillage et leur temps de résistance lorsqu'ils sont exposés au feu standard.

Les murs ferrailés par une seule nappe de treillis soudés de maille 100x100mm² et de diamètre de 6mm, ont une hauteur de 1.3m, une largeur de 1.3m et une épaisseur de 5cm, ils ont été testé à l'âge de 6 mois lorsque la résistance à la compression était de l'ordre de 40 MPa. Pour les deux murs testés dans le premier cas, un seul mur a pu survivre à toute la durée de l'essai, seuls des éclats de surface se sont produits du côté exposé au feu; aucun éclat explosif n'était observé. Dans le deuxième cas de chargement les murs ont été effondrés après 15 minutes d'exposition au feu, des éclats explosifs se sont produits dans l'un de ces deux murs. Dans le premier cas, le phénomène d'explosion a été évité par dissipation de la pression de l'eau à cause des fissurations par flexion produites sur la surface non exposée au feu par les charges excentrées (Guerrieri and Fragomeni 2010) [107].

Bien que le phénomène d'écaillage peut se produire pour les bétons ordinaires et à hautes températures, les paramètres tel que : l'enrobage, la densité, la résistance du béton et éventuellement la taille des agrégats peuvent être une clé pour la compréhension du comportement des voiles exposés en feu alors que les conditions d'appuis et le niveau de chargement jouent un rôle important sur leur comportement.



Figure I.42 Configuration du test d'incendie (Guerrieri and Fragomeni 2010) [107]

Lee and Lee (2012) [108] ont mené une enquête expérimentale sur la résistance au feu des murs en béton exposés au feu sur deux côtés, ils ont testé huit murs en variant l'épaisseur des

voiles, la résistance du béton, le taux de ferrailage, le niveau de charge axiale et la durée de stockage. Les résultats de leur programme expérimental montrent que l'épaisseur de la paroi et le niveau de charge ont un effet majeur sur la performance des murs en cas d'incendie, tandis que la résistance du béton et le taux de ferrailage ont un effet mineur.

Ta et al. (2011) [109] ont testé quatre murs en béton de résistance normale et six murs en béton à haute résistance, principalement dans le but de comparer les performances de ces murs. La principale observation de cette expérience était que les murs à haute résistance ont subi beaucoup plus de dégradation par écaillage que les murs en béton de résistance normale.

Ngo et al. (2013) [106] ont mené une étude sur huit murs en vrais grandeurs, quatre en béton normal (NSC) et quatre autres en béton à haute résistance (HSC). Deux murs ont été chargés avec une excentricité de 1cm et les deux autres n'ont pas été chargés. Les murs ainsi testés sont exposés à des incendies standards ou hydrocarburés dans une position verticale et qui sont appuyés à la base et en tête. Deux autres murs en béton de fibres polypropylènes sont aussi testés sous l'action du feu hydrocarburé. Les résultats indiquaient que tous les murs ont résisté à 120min d'exposition de feu. Cependant les murs HSC ont subi un important écaillage avec une durée de résistance de 31minutes, l'ajout de fibres de polypropylènes a amélioré la résistance à 65 minutes.

Deshpande and Andrew (2018) [110] ont mené une étude expérimentale sur la réponse des murs de cisaillement en béton armé (RC) à vraie échelle, soumis à des sollicitations thermiques et sismiques combinées ainsi que des murs renforcés par des plaques en acier (SC). Le premier objectif de cette étude est d'analyser l'effet des hautes températures sur la rigidité de cisaillement et le deuxième objectif était de vérifier l'effet de la température sur la résistance de pic des murs. Pour une température de 300°F (149°C), l'essai a montré que la rigidité et la résistance sont faiblement affectées. Les murs ferrailés entre le pourcentage minimal du code ACI et 2% et exposés à un palier de températures de 50°F à 450°F (232°C), la résistance de pic de cisaillement n'a pas été affectée.

Mueller and Kurama (2017) [111] ont réalisé une étude expérimentale à échelle réelle sur le comportement des murs porteurs en béton armé pendant et après un incendie, dont l'objectif d'étudier le comportement hors plan des murs en console chargés verticalement et exposés au feu nominal ASTM E119 (1998), les murs ont été laissés se refroidir librement.

Mistri et al (2016) [112] ont présenté une étude sur les murs de construction en béton armé résistant au cisaillement exposés à un incendie, Hayhoe and Youssef (2013) [89] ont étudié le comportement structural des murs en béton pendant ou après exposition au feu.

2. Méthodes analytiques

Plusieurs chercheurs ont développé des méthodes pour modéliser la performance des murs en béton armé lors d'un incendie à l'aide des logiciels en éléments finis.

En développant un modèle d'éléments finis et en utilisant le logiciel ABAQUS, McGinnis et al (2011) [113] ont étudié le comportement de charge axiale-moment-courbure-température des murs en béton exposés aux températures, les auteurs ont conduit un projet global en développant une technique expérimentale et analytique concernant le comportement hors plan des murs exposés au feu.

Zheng et al (2011) [114] ont également développé un modèle d'éléments finis de murs en béton sous feu en utilisant ABAQUS. Les murs modélisés dans cette recherche ont été soumis à des charges axiales et latérales. Une étude paramétrique a été réalisée pour étudier les effets du niveau de charge axiale, du niveau de charge latérale, du rapport hauteur / épaisseur, de l'épaisseur du mur, de la résistance à la compression du béton, de la limite d'élasticité des armatures en acier, le pourcentage des armatures en acier et l'enrobage. Ils ont indiqué que la capacité des murs en béton exposés au feu diminue avec l'augmentation de l'enrobage. Ceci contredit les résultats fournis par plusieurs autres chercheurs (Crozier et Sanjayan 2000[104]).

Dimia, M. S and Fellah, F(2012) [115] ont réalisé une analyse numérique en utilisant le code de calcul aux éléments finis des structures exposées au feu SAFIR. Les auteurs ont entrepris une étude paramétrique pour la détermination de la possibilité de la rupture tardive des voiles exposés à différents scénarios de feux paramétriques en considérant la durée du feu et diverses conditions d'appui. Les résultats ont montré que la rupture en phase de refroidissement est un phénomène probable même après des heures après refroidissement. Ils montrent que les causes de cette rupture se résument dans la perte additionnelle de la résistance du béton en phase de refroidissement qui est due à la continuité de la diffusion de la température à l'intérieur de la section du béton, Dimia, M.S (2014) [116] dans une étude antérieure a montré que la rupture tardive est plus marquée pour les sections massives.

Crozier and Sanjayan (1997) [117] ont présenté une méthode d'analyse des murs en béton exposés au feu en utilisant la méthode des différences finies. Le logiciel TASEF (Temperature Analyses of Structures Exposed to Fire) est utilisé pour calculer la distribution de température à travers les différentes couches d'une section. Une solution incrémentale est appliquée pour déterminer l'équilibre entre les charges externes et les forces internes dans le mur. Cette procédure est répétée jusqu'à ce que l'équilibre ne soit plus satisfait. Une étude paramétrique a été réalisée pour la validation de la méthode proposée en évaluant avec exactitude la déformation ultime du béton, la déformation thermique et la branche descendante de la courbe contrainte-déformation. Ils ont conclu qu'une prédiction précise de la déformation thermique est essentielle alors que la modification de la déformation ultime ou de la pente de la branche descendante a peu d'effet sur la capacité du voile.

Liu and al. (2012) [118] proposent une méthode d'analyse par tranches simples pour les voiles lors d'un incendie à l'aide. Le mur est divisé en éléments le long de son épaisseur et les propriétés dépendant de la température de l'acier et du béton sont calculées pour chaque élément. La méthode suppose ensuite un certain profil de déformation et calcule la déformation totale correspondante dans chaque élément. Les déformations thermiques, transitoires et de fluage sont ensuite calculées pour chaque élément et la déformation liée aux contraintes est ensuite calculée en prenant la différence entre la déformation totale et la somme des déformations thermiques, de fluage et transitoires. Les résultats du modèle ne sont comparés qu'à un seul test expérimental issu de la recherche des mêmes auteurs et ne montrent pas une bonne compatibilité.

Deam (2008) [119] a présenté une autre méthode d'analyse des murs exposés au feu en intégrant l'équation des poutres sur la hauteur du mur. Cette méthode utilise une équation empirique du code du bâtiment néo-zélandais pour calculer la distribution de température et la courbe de contrainte-déformation de l'Eurocode pour le béton à des températures élevées. Les murs sont analysés en utilisant une méthode connue sous le nom de courbure de Lobatto en 5

points pour intégrer l'équation de poutre sur la hauteur du mur tout en tenant compte de l'effet de la température élevée en utilisant des propriétés dépendant de la température. Les effets P-delta sont pris en compte en calculant la déflexion du mur et en ré-exécutant l'analyse avec la nouvelle forme déviée. L'article indique que les résultats du modèle concordent apparemment bien avec un modèle d'éléments finis, mais aucune comparaison des résultats n'est donnée. En raison de la complexité de l'intégration et de l'interpolation utilisées dans cette méthode, elle ne convient pas à une utilisation pratique en ingénierie. De plus, le fait que le fluage transitoire ne soit pas pris en compte dans le modèle soulève des questions quant à l'exactitude du modèle.

O'Meagher and Bennetts (1991) [120] ont présenté une méthode pour le calcul des voiles en situation d'incendie qui est similaire à celle proposée par Liu et al (2012) [118]. Le modèle utilise le logiciel TASEF (Temperature Analyses of Structures Exposed to Fire) pour calculer la distribution de la température puis déterminer les propriétés dépendant de la température pour diverses tranches de la section du mur. Il utilise ensuite une méthode d'analyse en coupe similaire à celle utilisée par Liu et al (2012) [118] pour trouver les contraintes dans les différents éléments. Différents cas ont été étudiés pour déterminer quels facteurs ont un effet significatif sur les performances du mur. Il a été constaté que les effets (P-delta) ont un impact significatif sur les performances tandis que la résistance à la traction du béton et les effets de fluage ont un effet insignifiant. Une étude paramétrique a également été réalisée pour déterminer l'effet de divers paramètres, y compris l'emplacement du ferrailage, le niveau de charge axiale, l'élançement, les effets de la précontrainte, la quantité de ferrailage et les effets des conditions d'appuis. Il a été constaté que l'élançement, l'emplacement des armatures et le niveau de charge axiale avaient un effet significatif sur la capacité du mur, tandis que la section des armatures avait peu d'effet. Il a été également observé que les effets de la précontrainte et les conditions des appuis avaient des effets positifs importants sur la capacité du mur.

Lee and Lee (2012) [121] ont exposé une méthode pour déterminer la capacité des murs exposés au feu des deux côtés. Le modèle est unique à deux égards, d'abord les murs sont exposés sur les deux côtés et en second lieu ils ont tenu compte des effets de l'écaillage sur la capacité portante du mur, en procédant par élimination des couches de béton dans les quelles la pression interstitielle, calculée selon le modèle suggéré par Dwaikat and Kodur (2009) [122], dépasse la résistance à la traction du béton. Toute armature située dans la zone d'écaillage est ignorée dans l'analyse. Un point reste à justifier pour ce modèle concernant la modélisation précise de l'écaillage. Une équation linéaire simple dépendant uniquement de l'épaisseur du voile et du niveau de la charge axiale est présentée pour calculer la capacité des voiles. L'équation est limitée en considérant le critère d'isolation thermique car elle ne s'applique qu'aux murs avec un enrobage de 2 cm, un pourcentage d'armatures de 0.12% et une exposition au feu sur deux côtés.

I.6.4.4 Calcul des éléments structuraux en béton armé après un incendie

Ugur et al (2020) [123] avaient étudié expérimentalement et numériquement la performance sismique post-incendie des colonnes en béton armé préfabriqué de dimensions 2.80m de hauteur et $30 \times 30 \text{cm}^2$ de section. Les colonnes ont été testées sous l'action du feu nominal ISO 834 pour différentes durées. L'étude a été concentrée sur l'estimation de la performance sismique après l'action de l'incendie. L'objectif de cette étude est de déterminer

l'impact des dégradations causées par le feu sur le comportement force-déplacement, relation moment-courbure, rigidité, capacité de dissipation d'énergie et déplacements résiduels.

Les auteurs ont conclu que la capacité portante latérale n'a pas été affectée considérablement par l'évolution de la température pour des durées jusqu'à 60 minutes. Pour 90 minutes d'exposition au feu, une réduction de la capacité de 10% a été observée. Cette dégradation est causée par les propriétés résiduelles du béton en fonction de l'évolution des températures. Les faibles charges verticales typiques dans les colonnes ont tendance à limiter les effets de la perte de résistance à la compression du béton sur le comportement sismique après l'action de l'incendie sur les colonnes. La réduction de la capacité portante latérale pour la colonne exposée au feu de 90 minutes a aussi causé une légère diminution dans l'énergie de dissipation.

Bailey and Yaqub (2012) [124] ont effectué une étude expérimentale pour investiguer les performances sismiques au cisaillement critique des colonnes en béton armé, qui ont été exposées au feu et renforcées en conséquence. Bénichou et al (2013) [125] ont réalisé une étude sur la résistance sismique des éléments en béton renforcés par la technique du FRP (Fibre Reinforced Polymer) après exposition au feu. De plus, un calcul numérique a été effectué par Mostafaei et al (2010) [126] et Saatcioglu, M. and Ozcebe, G (1989) [127], une approximation simplifiée utilisant la méthode d'interaction efforts normal-cisaillement-flexion a été utilisée pour estimer la capacité de charge latérale des colonnes non chauffées.

Pour les recherches sur le calcul des voiles en béton armé après exposition au feu sont très limitées, on peut citer :

Pour la recherche expérimentale menée par Liu et al (2010) [128] cinq murs ont été testés sous un faible chargement cyclique charge en considérant les effets de la durée du feu, le pourcentage des armatures ainsi que la présence de la charge verticale sous feu. Avant l'essai cyclique, trois murs ont été exposés au feu et deux autres ont été soumis en plus à une charge axiale constante. Les résultats ont montré que la capacité latérale a diminué de 15.8% en considérant un pourcentage minimal. Alors que la réduction de la dissipation d'énergie et de la rigidité initiale est de 59,2% et 51,8% respectivement. Cette réduction est diminuée par l'augmentation du taux d'armatures grâce à la récupération de la résistance et de la rigidité de l'acier après refroidissement. L'action combinée du feu et de la charge axiale entraîne plus de dissipation d'énergie que l'action de l'exposition au feu seul.

Xiao et al (2004) [129] ont réalisé une étude expérimentale où quatre murs en béton à hautes performances HPC (High-Performance Concrete) à base de laitier de haut fourneau avec les mêmes dimensions (la largeur =80 cm, l'épaisseur =12 cm et la hauteur =150 cm) sont testés sous un chargement cyclique de basse fréquence. Trois murs sont soumis à une élévation de température (400°C à 600°C) et deux d'entre eux sont mélangés avec la fibre de polypropylène. En utilisant les courbes d'hystérésis (chargement-déplacement latéral), les courbes chargement-déplacement latéral, les courbes de capacité de dissipation d'énergie et les courbes de réduction de la rigidité des voiles. L'étude a conclu que la haute température diminue fortement la performance sismique des voiles HPC, pour la température de 400°C et sans les fibres de polypropylène, une réduction de l'énergie de dissipation comprise entre 10 et 30% est trouvée, bien qu'avec la fibre de polypropylène cette dissipation est comprise entre

18 et 43%. L'ajout de la fibre de polypropylène a énormément amélioré le comportement sismique de voiles jusqu'à 600°C.

L'exposition à des températures élevées diminue considérablement la rigidité des murs de contreventement HPC (de 30 à 50%). En revanche, sous les mêmes conditions, l'ajout de la fibre de polypropylène a pu augmenter de 30 à 40% la rigidité des voiles.

Hayhoe, W.C and Youssef, M.A (2013) [89] ont établi une synthèse critique des travaux de recherches expérimentales et analytiques existants portant sur l'effet du feu sur les murs en béton. L'exhaustivité, l'aspect pratique et l'exactitude de la documentation existante sont examinés afin de mettre en exploitation la base de données pour des recherches éventuelles.

La présente étude représente une contribution à la compréhension et l'analyse du comportement des murs porteurs par la voie de la simulation en utilisant le logiciel SAFIR aux éléments finis de calcul des structures en situation d'incendie et normale. Les connaissances développées pourront constituer un outil pour s'investir dans les méthodes de réparation et de renforcement des structures après un incendie suivi d'une éventuelle action sismique.

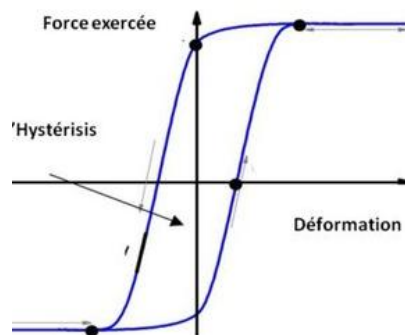


Figure I.43 Exemple d'un cycle d'hystérésis pour un matériau

I.7 Conclusion

La synthèse des recherches et des expérimentations réalisées sur l'effet de la température sur la dégradation du béton et ses constituants a mis en évidence la complexité du comportement des bétons soumis à haute température. L'évolution des propriétés thermiques et mécaniques est fortement liée à l'existence d'une combinaison de mécanismes d'endommagement de différentes origines : physique (transfert de chaleur, départ d'eau libre, variation de conductivité,...), chimique (déshydratation, carbonatation, transformations chimiques) et mécanique (déformations). Tous ces phénomènes sont liés à des transformations physico-chimiques associées à une perte de masse. A cela s'ajoute l'incompatibilité des déformations à l'interface pâte-granulats qui entraîne l'apparition de microfissures.

Concernant les propriétés mécaniques en fonction de la température d'exposition, leur évolution est très variable et très complexe avec une grande dispersion des résultats. Les modèles présentés par les Eurocodes sont retenues. Une revue sur les résistances et la rigidité résiduelles est présentée, elle montre l'influence du mode de chauffage et le régime de refroidissement sur l'évolution des propriétés résiduelles bien que le comportement de l'acier est considéré réversible. L'eau présente sous forme liquide et celle présente sous forme de

vapeur modifie significativement les propriétés thermiques du matériau mais aussi mécaniques.

L'examen minutieux des différentes recherches élaborées sur le comportement et la performance des voiles porteurs vis-à-vis aux actions horizontales après une action thermique sévère a montré un manque et une insuffisance dans les résultats disponibles. Pour l'action thermique, les études précédentes n'ont pas pris la phase de refroidissement en considération et le feu est pris en sa forme nominal tel que le feu ISO 834(1999) ou le feu ASTM E119 (1998) avec seulement la branche ascendante des températures (phase d'échauffement). Pour l'action mécanique horizontale, elle a été introduite en combinaison avec l'action thermique ce qui représente un scénario très restreint. Pour les voiles, ils ont été généralement testés dans des fours et l'action thermique est appliquée sur les deux faces ce qui est un peu loin de la réalité. Les études sur le comportement sismique des voiles en béton armé après un incendie et après que leurs sections sont complètement refroidies sont extrêmement rares.

La prise en compte dans les calculs de l'action thermique avec le scénario du feu naturel en considérant la phase de refroidissement est un point clé pour l'évaluation de la capacité portante résiduelle durant et après la phase de refroidissement. La connaissance des performances sismiques des voiles après l'action du feu en introduisant les caractéristiques résiduelles est une analyse plus réaliste en mettant à la disposition des ingénieurs une base de connaissances pour pouvoir remettre le voile en service ou le démolir.

Au vu des constatations expérimentales, il est important que le modèle de comportement utilisé puisse reproduire les éléments les plus importants qui s'en dégagent. Pour notre part, on retient les éléments suivants :

- Evolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton pendant le chauffage et après refroidissement (propriétés résiduelles). Il n'ya pas d'information sur l'évolution des caractéristiques thermiques durant la phase de refroidissement du feu naturel, dans ce travail, les valeurs de la phase d'échauffement sont utilisées pour la simulation.
- La dilatation thermique libre du béton est partiellement considérée irréversible
- Interaction thermomécanique et dépendance de la déformation thermique du chemin emprunté dans l'espace température-contrainte (Déformation d'interaction thermomécanique).

Une partie de ces résultats va servir à caractériser les éléments pour la simulation numérique du comportement des bétons à haute température.

Dans l'analyse bibliographique, plusieurs paramètres ont été introduits pour l'étude de la performance des voiles sous chargement vertical et horizontal après l'action du feu, pour la présente recherche les paramètres suivants sont retenus :

- L'intensité et la durée d'exposition du feu ;
- la variation de l'élancement ;
- l'épaisseur ;
- les conditions de liaison.

CHAPITRE II

MODÉLISATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ EXPOSÉES AU FEU NATUREL

Le but de ce chapitre est de présenter dans une première partie les modèles disponibles pour le comportement mécanique du béton en considérant les différentes phases du feu naturel (échauffement-refroidissement), le comportement résiduel après le retour à la température ambiante des matériaux est aussi présenté. Afin de permettre l'analyse des structures sous le feu naturel, les lois d'évolution des propriétés mécaniques doivent être disponibles pendant et après la phase de refroidissement de l'incendie (propriétés résiduelles), le modèle doit être capable de capturer les déformations non réversibles telles que le fluage transitoire et les dilatations thermiques libres. Une attention est donnée au modèle de l'Eurocode et au nouveau modèle ETC implémenté dans le code SAFIR.

Le phénomène de la dépendance de la réponse du béton aux chemins de sollicitations s'observe de façon particulièrement claire par les expériences, Le modèle doit être capable de représenter les déformations thermomécaniques vis-à-vis du chemin emprunté dans l'espace contrainte-température, le type d'essai en situation stationnaire ou transitoire peut influencer la déformation totale calculée et par la suite le comportement de la structure incendiée. L'évaluation exacte de la déformation est point clé pour prédire le comportement réel et la performance des structures exposées au feu.

La dégradation de la résistance du béton durant la phase de refroidissement est fortement liée aux taux d'échauffement appliqués sur la structure. Le modèle Eurocode 4 est retenu pour l'évaluation de la perte de résistance en phase de refroidissement. Dans la présente étude, les modèles EC2 et ETC sont retenus pour la simulation du comportement des voiles sous feu naturel dans le chapitre 4.

II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter un aperçu sur les modèles disponibles pour l'évolution du comportement des constituants des éléments structuraux en béton armé (béton et acier) en fonction de la variation des températures durant un scénario de feu naturel. Les modèles décrivant le comportement résiduel sont pris en considération, une attention est donnée au modèle de l'Eurocode2 [1] et au nouveau modèle ETC développé par Gernay, T and Franssen, J.M (2010) [2] implémenté dans le code SAFIR (Franssen, J.M (2005)) [3].

L'analyse du comportement des éléments en béton armé exposés au feu est fortement lié à la compréhension de l'évolution de l'état de déformation et des contraintes de chaque constituant durant toutes les phases d'un feu naturel et même après que le milieu thermique revient à la température ambiante. Le comportement de l'acier est généralement considéré comme réversible conformément aux normes de calcul au feu qui est du à son homogénéité, bien que le béton par sa composition hétérogène, il a un comportement complexe à cause des états de contraintes qui se développent dans le matériau en fonction de l'évolution de la température d'un côté et les changements chimico-physiques qui se produisaient dans le béton d'un autre côté ainsi que le mode de chargement appliqué et le chemin de contrainte emprunté.

Pour l'acier, la déformation totale a trois composantes : déformation thermique, déformation instantanée liée à la contrainte mécanique appliquée et la déformation du fluage. En utilisant une température anisothermique le terme de fluage peut être omis pour l'acier.

La déformation totale pour le béton a un terme additionnel, la déformation transitoire qui est due au changement dans la composition chimique du béton durant l'échauffement et l'incompatibilité des déformations à l'interface pâte de ciment-granulats. La déformation transitoire du fluage se produit généralement durant le premier chauffage et qui influe sur le comportement du béton durant le refroidissement.

Il faut noter que les déformations transitoires doivent être incluses dans les analyses portant sur le béton en compression (Sullivan et al (1983) [4], Khoury et al (1985) [5], Li and Purkiss (2005) [6] et Nielsent et al(2004) [7]). L'effet de ne pas introduire la déformation transitoire dans un modèle contrainte-déformation peut entraîner des résultats erronés et dangereux surtout pour une action thermique non symétrique, cet effet peut induire un moment thermique dans le cas du feu (Purkiss, J.A (2007) [8]), bien que l'effet puisse être aggravé en raison de la coexistence de gradient thermique et de moment (cas des charges excentrées).

II.2 Evolution des contraintes et des déformations

En général, l'analyse de la contrainte thermique dans les structures en béton comprend deux phases, la première est le transfert de chaleur dépendant du temps dans lequel la distribution des températures aux différents stades est calculée, la deuxième est l'analyse des contraintes thermiques, qui utilise les distributions de températures obtenues dans la première phase pour effectuer cette analyse. Comme le régime thermique appliqué est transitoire et l'action mécanique est statique, les forces d'inertie et d'amortissement ne soient pas considérées au cours de cette analyse transitoire (Analyse quasi statique).

Les analyses du transfert de chaleur et le calcul de la contrainte thermique couplées peuvent être effectuées avec de nombreux codes tels qu'ANSYS et ABAQUS à condition que les équations constitutives des matériaux et les constantes matérielles dépendant de la température soient prédéfinies. La procédure de calcul peut être différente en considérant l'analyse thermique et l'analyse mécanique découplées. Dans cette procédure tous les résultats obtenus dans la première analyse sont pris comme des données prédéfinies dans la

deuxième étape d'analyse, ce cheminement de calcul est utilisé par le logiciel SAFIR qui est utilisé dans les modélisations et simulations effectuées dans le cadre de cette recherche.

Le modèle utilisé généralement pour l'analyse du transfert de chaleur pour le béton est relativement simple si la migration de l'eau et le changement de phase dans le béton sont ignorés. Dans ce cas, les constantes matérielles nécessaires sont, la chaleur spécifique et la conductivité thermique, qui sont bien définis et peuvent être obtenus à partir des livres [8] ou des codes de conception standards tels que l'EN 1992-1-2 (2004) [1].

Dans une analyse des contraintes thermiques en utilisant la méthode des éléments finis, les inconnues sont généralement les déplacements nodaux. La déformation correspondante est donc la déformation totale, elle comprend quatre parties, à savoir la **déformation libre thermique** provoquée par le changement de la température, la déformation classique de **fluage** causé par la dislocation des microstructures du matériau, la **déformation transitoire** provoquée par la variation de la composition chimique et à la **déformation liée au contrainte instantané** dues aux charges extérieures appliquées. Mathématiquement, cela est exprimé par l'Eq (II.1) (Buchanan A. H. (2001) [9] et [8]).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) + \varepsilon_r(\sigma, T) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- ε_{tot} La déformation totale,
- σ La contrainte correspondante à ε ,
- T La température au temps t ,
- t Le temps,
- ε_{th} La déformation thermique libre due à l'allongement thermique,
- ε_{σ} La déformation due aux contraintes mécaniques,
- ε_{cr} La déformation classique du fluage due aux températures élevées,
- ε_{tr} Déformation transitoire de fluage, est en fonction de la contrainte, la température et le temps due au régime d'échauffement transitoire et non-uniforme du béton,
- ε_r est la déformation due aux contraintes résiduelles éventuellement présentes dans l'acier.

On note que la déformation mécanique dépend aussi de l'histoire de contrainte. Quand un matériau devient plastique les états de déformation correspondant à deux états de contraintes identiques peuvent être différents si les deux états de contraintes ont des histoires différentes de chargement.

Traditionnellement, la déformation libre thermique est exprimée par une fonction linéaire de la température en utilisant un coefficient de dilatation thermique. Contrairement, le fluage, les déformations transitoire et instantanée sont des fonctions de la contrainte, la température et le temps. Il est donc assez difficile de les séparer lors d'une expérience. Par conséquent, certains des modèles existants utilisent seulement deux déformations, l'une est la déformation induite par la contrainte et l'autre est la déformation transitoire du fluage, qui comprend à la fois les déformations transitoires et de fluage [10,11]. Alors que dans certains modèles toutes les trois déformations sont prises ensemble comme une seule déformation [12].

Dans l'Eurocode 2[1], la déformation due au fluage ainsi que la déformation due au régime d'échauffement transitoire et non-uniforme du béton est considérée être incluse implicitement dans les relations contrainte-déformation du matériau correspondant aux températures

élevées. Par ailleurs, les contraintes résiduelles sont en général également négligées, à l'exception de l'analyse spéciale de structure.

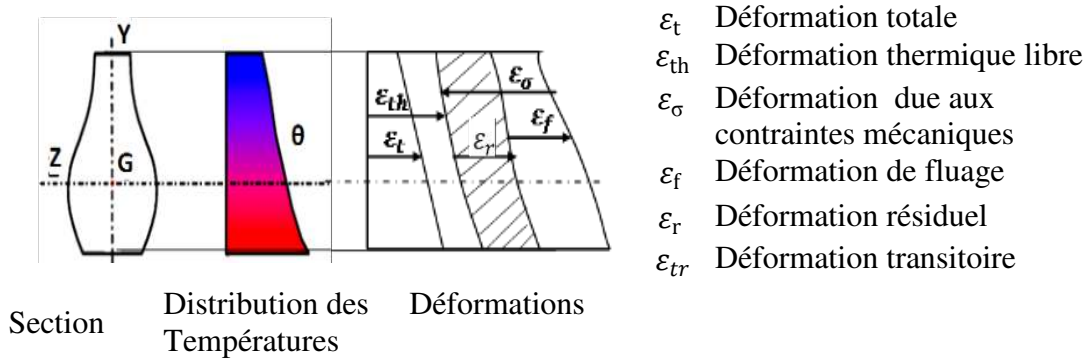


Figure II.1 Composantes de déformation dans une section à températures élevées [13].

II.2.1 Déformation thermique libre

Cette déformation est exprimée par l'équation linéaire suivante:

$$\varepsilon_{th} = \alpha(T - T_0) \tag{II.2}$$

où α est le coefficient de dilatation thermique et T_0 ($T_0 = 20^\circ\text{C}$) est la température initiale. Pour le béton, α dépend de la température et peut être déterminée expérimentalement. Pour le béton normal avec des granulats siliceux ou des granulats calcaires, α peut prendre les valeurs de 18×10^{-6} ou $12 \times 10^{-6} (\text{°C})^{-1}$, respectivement.

Plusieurs formulations ont été proposées pour l'évaluation de cette déformation :

Lie (1992) [14] a proposé une équation dans la quelle α est une fonction linéaire de la température pour le béton avec des granulats siliceux ou des granulats calcaires.

$$\varepsilon_{th} = (0.008T + 6) \times 10^{-6} (T - T_0) \tag{II.3}$$

Purkiss (1996) [15] a supposé que ε_{th} est une fonction linéaire de la température, cette non linéarité est le résultat de l'incompatibilité de déformation thermique entre les agrégats et la pâte de ciment et des changements chimiques et physiques des agrégats sous de hautes températures. Ce phénomène est pris en compte par les équations données dans l'Eurocode2 [1].

Pour le béton siliceux

$$\varepsilon_{th} = -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} (T - 20^\circ\text{C}) + 2.3 \times 10^{-11} (T - 20^\circ\text{C})^3 \leq 14 \times 10^{-3} \tag{II.4}$$

Pour le béton calcaireux

$$\varepsilon_{th} = -1.2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} (T - 20^\circ\text{C}) + 1.4 \times 10^{-11} (T - 20^\circ\text{C})^3 \leq 12 \times 10^{-3} \tag{II.5}$$

Pour les bétons légers, le coefficient de délation thermique est peu influencé par la température. Lie [14] et l'Eurocode2 [1] recommandent les valeurs suivantes de :

$$\alpha = 7.5 \times 10^{-6} \text{ et } \alpha = 8 \times 10^{-6} \text{ respectivement.}$$

II.2.2 Déformation thermomécanique instantanée

$\varepsilon_\sigma(\sigma, T)$ est fonction de la contrainte appliquée et de la température, sa valeur ultime ε_{0T} correspondante à la contrainte maximale et la valeur initiale du module d'élasticité E_{ciT} définissent la forme de la courbe contrainte-déformation.

II.2.2.1. Déformation à la contrainte de pic à haute température

Plusieurs modèles existent pour l'estimation de ε_{0T} , les Eqs. (II.6)-(II.12) donnent un résumé de ces modèles dans le cas où le béton n'est pas chargé durant l'échauffement (charge maintenue constante).

Modèle de Lie [14]

$$\varepsilon_{0T} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6} \quad (\text{II.6})$$

Modèle de Li and Purkiss [6]

$$\varepsilon_{0T} = \frac{2f'_c}{E_{ci}} + 0.21 \times 10^{-4} (T - 20) - 0.9 \times 10^{-8} (T - 20)^2 \quad (\text{II.7})$$

Modèle de Khennane and Baker [12]

$$\begin{aligned} \varepsilon_{0T} &= 0.003 && ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{0T} &= 0.00001156.T + 0.000686 \leq 0.0082 && ; T > 200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (\text{II.8})$$

Khennane and Baker ont étudié les résultats expérimentaux de Anderberg and Thelandersson [8] et ont proposé le modèle suivant :

$$\varepsilon_{0T} = 0.00000167.T + 0.002666 \quad ; T \leq 800^\circ\text{C} \quad (\text{II.9})$$

Modèle de Bazant and Chern [16]

$$\begin{aligned} \varepsilon_{0T} &= 0.0000064.T + 0.00216 && ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \\ \varepsilon_{0T} &= 0.000015.T - 0.003 && ; 600^\circ\text{C} < T \leq 650^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (\text{II.10})$$

Modèle de Terro [11]

En prenant en compte le niveau de chargement initial en compression λ_L et en se basant sur les résultats expérimentaux donnés par Schneider [17], l'équation du modèle est :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{0T} &= (50\lambda_L^2 - 15\lambda_L + 1)\varepsilon_{01} + 20(\lambda_L - 5\lambda_L^2)\varepsilon_{02} + 5(10\lambda_L^2 - \lambda_L)\varepsilon_{03} \\ \varepsilon_{01} &= 2.05 \times 10^{-3} + 3.08 \times 10^{-6}.T + 6.17 \times 10^{-9}.T^2 + 6.58 \times 10^{-12}.T^3 \\ \varepsilon_{02} &= 2.03 \times 10^{-3} + 1.27 \times 10^{-6}.T + 2.17 \times 10^{-9}.T^2 + 1.64 \times 10^{-12}.T^3 \\ \varepsilon_{03} &= 0.002 \end{aligned} \quad (\text{II.11})$$

Modèle de Lu and Yao (cité par Xiao, J. and Konig, G (2004) [18])

$$\varepsilon_{0T} = \varepsilon_0.(0.0019.T + 0.9615). \quad (\text{II.12})$$

Après une comparaison des différents modèles disponibles dans la littérature établie par Youssef and Moftah (2007) [19], le modèle de Terro [11] a l'avantage de tenir compte des différents niveaux de chargements en compression et d'offrir une bonne précision. Des expériences supplémentaires prenant en compte les différents niveaux de contraintes initiaux de compression et de traction sont nécessaires pour valider et améliorer d'avantage ce modèle.

II.2.2.2. Module d'élasticité à haute température

Le module d'élasticité du béton est affecté en premier lieu par les mêmes facteurs, qui influent sur la résistance à la compression (Malhotra, H.L (1982) [20]). Une grande dispersion des résultats expérimentaux du module élastique a été observée par plusieurs chercheurs [14, 15, 20,21]. Les différents modèles disponibles sont exposés ci-dessous:

Modèle de Schneider, U (1986) [20] :

Pour un béton de poids normal :

$$E_{ciT} = \left[\begin{array}{ll} (-0.001552 \cdot T + 1.03104) \cdot g \cdot E_{ci} & ; 20 \leq T \leq 600^\circ\text{C} \\ (-0.00025 \cdot T + 0.25) \cdot g \cdot E_{ci} & ; 600 \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \end{array} \right] \quad (\text{II.13a})$$

Pour un béton léger :

$$E_{ciT} = (-0.00102 \cdot T + 1.0204) \cdot g \cdot E_{ci} \quad ; 20 \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (\text{II.13b})$$

$$\text{Avec :} \quad g = 1 + \frac{f_{ci}}{f_c} \cdot \frac{T-20}{100} \cdot \frac{f_{ci}}{f_c} \leq 0.3$$

Modèle de Lu (cité par [18])

$$E_{ciT} = \left[\begin{array}{ll} (1 - 0.0015 \cdot T) \cdot E_{ci} & ; 20 \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ (0.87 - 0.00084 \cdot T + 0.25) \cdot E_{ci} \geq 0.28 \cdot E_{ci} & \end{array} \right] \quad (\text{II.14})$$

Modèle de Li and Guo (cité par [18])

$$E_{ciT} = \left[\begin{array}{ll} E_{ci} & ; 20 \leq T \leq 60^\circ\text{C} \\ (0.83 - 0.0011 \cdot T + 0.25) \cdot E_{ci} & ; 60 \leq T \leq 700^\circ\text{C} \end{array} \right] \quad (\text{II.15})$$

Modèle de Li and Purkiss [22]

$$E_{ciT} = \frac{800 - T}{740} \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (\text{II.16})$$

Modèle BSI [23]

$$E_{ciT} = \frac{700 - T}{550} \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (\text{II.17})$$

Modèle d'Anderberg and Thelandersson [24]

$$E_{ciT} = \frac{2 \cdot f_{cT}'}{\varepsilon_{0T}} \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (\text{II.18})$$

Modèles de Khennane and Baker [12]

Pour un béton non chargé :

$$E_{ciT} = (-0.001282 \cdot T + 1.025641) \cdot E_{ci} \quad ; 20 \leq T \leq 800^\circ\text{C}$$

Pour un béton préchargé :

$$E_{ciT} = \left[\begin{array}{ll} (-0.000634 \cdot T + 1.012673) \cdot E_{ci} & ; 20 \leq T \leq 525^\circ\text{C} \\ (-0.002036 \cdot T + 1.749091) \cdot E_{ci} & ; 525 \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right] \quad (\text{II.19b})$$

Compte tenu de la dispersion significative des résultats expérimentaux rapportés dans la littérature, tous les modèles donnent un E_{ciT} pour le béton non chargé avec une précision acceptable.

Les modèles Khennane and Baker [12], Schneider [21] et Anderberg and Thelandersson [24] étaient les seuls modèles qui expliquaient l'effet du préchargement sur E_{ciT} avec une précision acceptable (Youssef and Mofteh (2007) [19]).

II.2.3. Déformation transitoire de fluage

Deux procédures expérimentales ont été utilisées dans la littérature pour évaluer cette déformation. La première consiste à chauffer uniformément l'éprouvette à une température souhaitée, suivi de l'application d'une charge constante et on mesure la variation de la déformation de l'éprouvette en fonction du temps [25].

Dans la deuxième procédure, l'éprouvette est soumise à une charge de compression uniaxiale constante, suivi d'un échauffement avec une vitesse constante à une température prédéfinie [5, 26].

La variation de la déformation de l'éprouvette avec le temps est enregistrée, à partir de l'instant du premier chauffage.

Il a été observé que dans la deuxième procédure, les éprouvettes en béton préchargées subissent une augmentation marquée des déformations lors du chauffage initial [5,26,27]. Cette augmentation dépasse de manière significative les déformations de fluage attendues [14,15,28] et a été appelée la «déformation transitoire de fluage» voir figure I.25 paragraphe I.3.6.2.1 (chapitre I).

Les déformations de fluage obtenues à partir de la première procédure ne représentent pas le comportement des structures en béton dans les conditions d'incendie où les éléments structurels sont exposés à une température variable, ce qui se traduit par une distribution de température non uniforme et variable à l'intérieur de l'élément. Malhotra [21] a recommandé d'utiliser la deuxième procédure d'essai, appelée «essai de fluage transitoire de courte durée». Les déformations mesurées en utilisant cette procédure comprennent implicitement des déformations de fluage à la fois conventionnelles et transitoires [11, 21, 5, 26]. Il existe dans la littérature un certain nombre de modèles analytiques capables de prédire les déformations transitoires de fluage (ε_{tr}). Ils sont basés sur des résultats expérimentaux et sont résumés ci-dessous :

1. Modèle d'Anderberg and Thelandersson [24]

La déformation transitoire de fluage (ε_{tr}) était supposé proportionnelle à la contrainte appliquée et à la déformation thermique. Ceci est similaire à l'hypothèse faite par England, G.L.(1975) (cité par Youssef and Moftah (2007) [19]), où la déformation de fluage était proportionnelle à la contrainte appliquée et à une expression polynomiale en température

$$\varepsilon_{tr} = k_{tr} \cdot \left(\frac{f_{cT}}{f_c'} \right) \cdot \varepsilon_{tr} ; T \leq 550^\circ C \quad (\text{II.20a})$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial T} = 0.0001 \cdot \left(\frac{f_{cT}}{f_c'} \right) ; T > 550^\circ C \quad (\text{II.20b})$$

Avec : k_{tr} une constante qui varie de 1.8 à 2.35, utilisée pour évaluer la déformation transitoire de fluage.

Nielsen et al [29] ont modifié ce modèle en supposant que la déformation transitoire de fluage est linéairement proportionnelle à la température au lieu de la déformation thermique, et en utilisant une équation pour toute la plage de température (Eq. (II.21)).

$$\varepsilon_{tr} = 0.000038 \cdot \left(\frac{f_{cT}}{f_c'} \right) \cdot T \quad (\text{II.21})$$

2. Modèle Diederichs (cité par [22])

Il est similaire dans sa nature au modèle d'Anderberg and Thelandersson [24].

$$\varepsilon_{tr} = \left(\frac{f_{cT}}{f'_c}\right) [3.3x10^{-10}(T - 20)^3 - 1.72x10^{-7} \cdot (T - 20)^2 + 0.0412x10^{-3} \cdot (T - 20)] \quad (\text{II.22})$$

3. Modèle de Schneider 1986 [21]

La déformation transitoire de fluage est donnée en fonction de la contrainte correspondante (f_{cT}), de la température, de la contrainte initiale avant chauffage (f_{ci}) et du module d'élasticité et de la résistance du béton en fonction de la température, elle est exprimée par l'Eq. (II.23) :

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\Phi}{g} \cdot \frac{f_{cT}}{E_{ciT}} \quad (\text{II.23})$$

g et Φ sont des fonctions empiriques qui dépendent à la fois de la contrainte et de la température et, sont définies comme suit :

$$g(\sigma_F, T) = \begin{cases} 1 + \frac{f_{cT}}{f'_c} \frac{T - 20}{100} & \text{pour } \frac{f_{cT}}{f'_c} \leq 0.3, \\ 1 + \frac{0.3(T - 20)}{100} & \text{pour } \frac{f_{cT}}{f'_c} > 0.3 \end{cases} \quad (\text{II.24a})$$

$$\Phi = g \cdot \{C_1 \cdot \tanh[\gamma_\omega \cdot (T - 20)] + C_2 \cdot \tanh[\gamma_0 \cdot (T - T_g)] + C_3\} + \frac{f_{cT}}{f'_c} \cdot \frac{T - 20}{100} \quad (\text{II.24b})$$

$$\gamma_\omega = (0.3 \cdot \omega + 2.2) \times 10^{-3} \quad (\text{II.24c})$$

Où C_1, C_2, C_3, γ_0 et T_g sont des constantes dont les valeurs sont égales à 2.60, 1.40, 1.40, 0.0075 et 700 pour le béton avec des granulats siliceux ; 2.60, 2.40, 2.40, 0.0075 et 650 pour le béton avec des granulats calcaires et 2.60, 3.00, 3.00, 0.0075 et 600 pour béton avec des granulats légers.

ε_{tr} :	Déformation transitoire du fluage ;
f_{cT} :	Contrainte de compression du béton à température élevée T ;
f'_{cT} :	Résistance ultime du béton à la compression à température élevée T.
E_{ciT} :	Module d'élasticité initial à haute température (T) ;
g, Φ :	fonctions empiriques qui dépendent à la fois de la contrainte et de la température ;
ω :	la teneur en eau (% du poids) ;

- γ_{ω} : Fonction pour tenir compte de l'effet de la teneur de l'humidité sur la déformation transitoire de fluage
- $\gamma_0, T_g, C_1, C_2, C_3$: sont des constantes définies par Schneider pour différents types de béton.

4. Modèle de Terro 1998 [11]

Le modèle de Terro a été basé sur des résultats expérimentaux présentés par Khoury et al [27] et calculés sur l'effet du volume (V_a) de la fraction en agrégat sur la déformation transitoire.

$$\varepsilon_{tr} = \varepsilon_{0.3} \times \left(0.032 + 3.226 \frac{f_{ci}}{f_c}\right) \frac{V_a}{0.65} \quad \text{Avec : } \frac{f_{ci}}{f_c} \leq 0.3 \quad (\text{II.25})$$

Où $\varepsilon_{0.3}$ est la valeur de ε_{tr} pour la contrainte initiale $0.3f'_c$, Sa valeur peut être estimée en utilisant l'Eq (II.26a) pour les bétons d'agrégats en calcaire et légers et l'Eq (II.26b) pour le béton siliceux :

$$\varepsilon_{0.3} = -43.87 \cdot 10^{-6} + 2.73 \cdot 10^{-8}T + 6.35 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 - 2.19 \cdot 10^{-10} \cdot T^3 + 2.77 \cdot 10^{-13} \cdot T^4 \quad (\text{II.26a})$$

$$\varepsilon_{0.3} = -1625.78 \cdot 10^{-6} + 58.03 \cdot 10^{-6}T - 0.6364 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 + 3.6112 \cdot 10^{-9} \cdot T^3 - 9.2796 \cdot 10^{-12} \cdot T^4 + 8.806 \cdot 10^{-15} \cdot T^5 \quad (\text{II.26b})$$

Les comparaisons entre les prédictions des modèles présentés et les résultats expérimentaux donnés par Fischer cités dans [30], Anderberg and Thelandersson [24] et Kordina et al [27] sont donnés par la figure II.2. Les résultats expérimentaux montrent une variation non linéaire entre la déformation transitoire et la température. Cependant une variation linéaire est proposée par Nielsen [29], qui donne une bonne convergence avec les résultats expérimentaux pour des températures inférieures à 500°C. Le modèle de Schneider [21] fournit une limite inférieure des résultats. Les modèles d'Anderberg and Thelandersson [24], Terro[11] et Diederichs (reporté dans [22]) donnent des résultats plus précis d'après Youssef and Moftah (2007) [19].

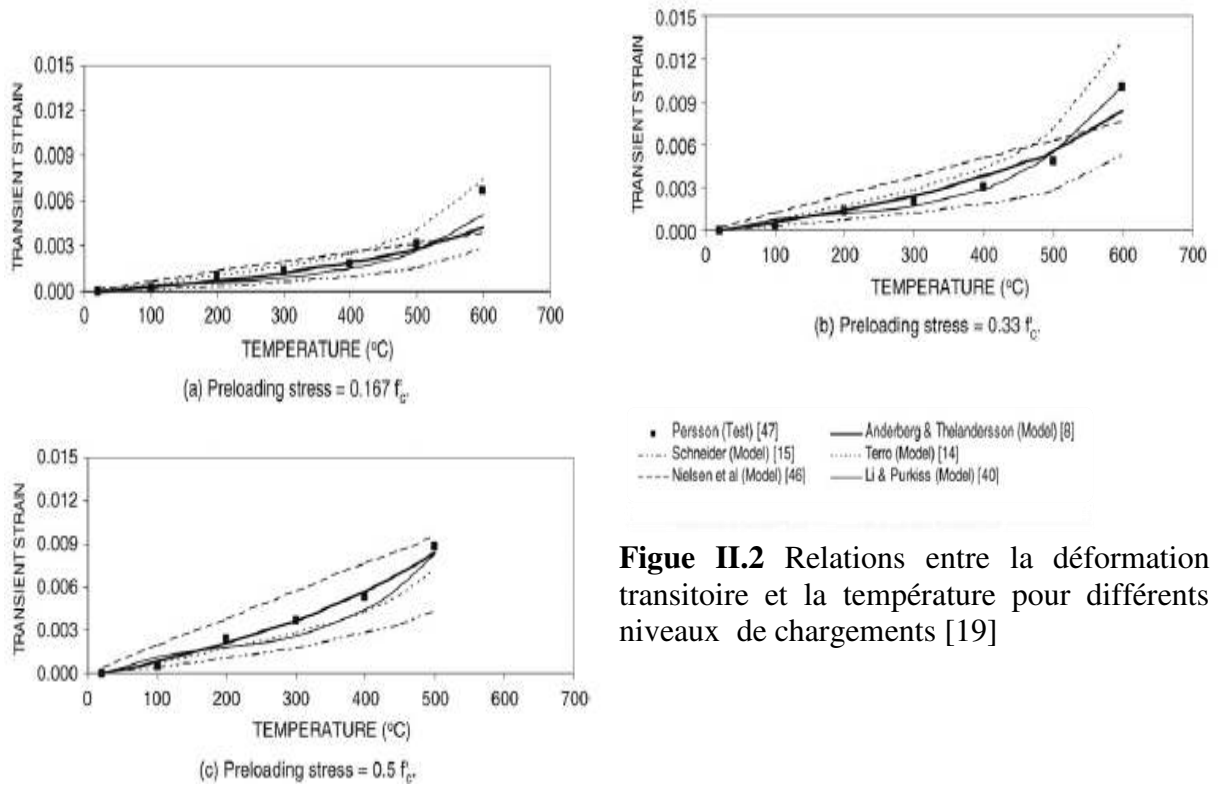


Figure II.2 Relations entre la déformation transitoire et la température pour différents niveaux de chargements [19]

II.2.4. Déformation maximale de compression à haute température

La recherche dans ce domaine est limitée. La déformation maximale de compression pour le béton non confiné (ϵ_{uT}), diminue avec l'augmentation de la température. Terro [11] a proposé d'utiliser le modèle proposé par Neville [31] pour calculer ϵ_{uT} en fonction de f'_{cT} en remplaçant f'_c par f'_{cT} , l'équation devient comme suit :

$$\epsilon_{uT} = 4.942 \times 10^{-3} - 6.995 \times 10^{-5} \cdot f'_{cT} + 3.993 \times 10^{-7} \cdot f'^2_{cT} \quad (II.27)$$

II.3 Modélisation du béton à haute températures

Le comportement des éléments et des structures en béton à hautes températures est principalement gouverné par l'évolution des propriétés de leurs matériaux en fonction de la température. Pour prédire la performance structurelle sous l'action du feu, plusieurs modèles sont disponibles et sont adaptés dans la littérature et qui expriment l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton en fonction de la température.

Comme le béton est un matériau hétérogène et fortement non linéaire, il est difficile de prévoir précisément le comportement des structures en béton armé et spécialement en situation d'incendie, pour le comportement thermomécanique de telles structures, il est essentiel de déterminer l'évolution des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température. Plusieurs modèles sont proposés en exprimant la relation contraintes-déformations en dépendance de la température.

II.3.1 Relations contraintes-déformations du béton à haute température

Cette section résume les relations de contrainte-déformation existantes pour le béton à des températures élevées et fournit une description des relations proposées. Les formulations recommandées dans les sections précédentes seront utilisées pour calculer les paramètres

affectant les relations contrainte-déformation. Plusieurs recherches se sont intéressées à l'évolution du comportement du béton en compression à haute température, tandis que l'étude de l'évolution du comportement du béton en traction est limitée à quelques modèles.

II.3.1.1 Relations contraintes-déformations en compression

La connaissance et la compréhension des paramètres influant l'évolution du comportement du béton sous les différentes sollicitations surtout en compression est un point clé pour établir un modèle robuste qui reflète le comportement réel des éléments en béton armé en situation d'incendie. Plusieurs chercheurs ont mis en œuvre des lois de déformations, les principaux sont cités ci-dessous :

1. Modèle d'Aslani and Bastami (2011) [32]

Un modèle exprimant la relation contrainte-déformation en compression uni-axial pour décrire le comportement du béton en fonction de la température, en se basant sur le modèle de Carreira and Chu [33] avec plusieurs modifications et en utilisant les expressions des équations (1-3 et 5) proposées par Bastami et al (2010) [34], le modèle formulé est donné par l'Eq. (II.28) :

$$\frac{\sigma_{cT}}{\sigma_c} = \frac{\beta_{mT} \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{max}} \right)}{\beta_{mT} - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{max}} \right)^{\beta_{mT}}} \quad (\text{II.28a})$$

$$\varepsilon_{max} = 2\sigma'_c/E_{ci} + 0.21 \cdot 10^{-4}(T - 20) - 0.9 \cdot 10^{-8}(T - 20)^2 \quad (\text{II.28b})$$

$$\beta_{mT} = \beta_{mT,a}(\text{fitted}) = [1.02 - 1.17(E_{pi}/E_{ci})]^{-0.74} \quad ; \quad \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_{max} \quad (\text{II.28c})$$

$$\beta_{mT} = \beta_{mT,d}(\text{fitted}) = \beta_{mT,a}(\text{fitted}) + (a + 28b) \quad ; \quad \varepsilon_{cT} > \varepsilon_{max}$$

$$a = 2.7 \cdot (12.4 - 1.66 \cdot 10^{-2} \sigma'_{cT})^{-0.46} \quad ; \quad b = 0.83 \exp\left(\frac{-911}{\sigma'_{cT}}\right)$$

Avec :

- σ_{cT} : est la contrainte totale de compression à la température T
- σ_c, σ'_{cT} : sont les contraintes de compression à température ambiante et à haute température respectivement qui sont données par les formules ci-dessous (Eq. (II.5))
- β_{mT} : est le paramètre de forme de la courbe contrainte-déformation du béton;
- E_{pi} : est le module tangent de la courbe du béton à la contrainte maximale;
- E_{ci} : est le module tangent initial du béton à la température ambiante ;
- ε_{cT} : est la déformation du béton à la température T ;
- ε_{max} : est la déformation maximale à la contrainte maximale pour la température T ;
- a et b sont des paramètres d'ajustement de la courbe.

Il est à noter que ce modèle ne tient pas compte du fluage transitoire malgré l'importance de cette composante pour la modélisation de la déformation (Gernay and Franssen, 2012) [35]) dans le but de mieux prédire le comportement post-incendie des éléments en béton armé.

Pour l'évolution de la résistance du béton à la compression en fonction de la température Bastami et al (2010) [34] ont proposé deux expressions pour le béton à base d'agrégats siliceux et pour le béton à base d'agrégats calcaireux. L'expression de l'Eq (II.29) donne

l'évolution de la résistance du béton siliceux en compression pour différentes plages de température, les expressions proposées ont été comparées aux résultats expérimentaux et d'autres modèles existants dans la littérature, qui ont montré être efficaces pour la prédiction de la performance structurelle sous l'action du feu.

$$\sigma'_{cT} = \sigma'_c \begin{bmatrix} 1.012 - 0.0005T \leq 1.0 & ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.985 + 0.0002T - 2.235 \times 10^{-6}T^2 + 8 \times 10^{-10}T^3 & ; 100^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ 0.44 - 0.0004T & ; 800^\circ\text{C} < T \leq 1000^\circ\text{C} \\ 0 & ; T > 1000^\circ\text{C} \end{bmatrix} \quad (\text{II.29})$$

Bastami et al (2010) [34] ont établi aussi une relation empirique pour estimer la réduction du module d'élasticité du béton aux hautes températures qui est exprimée comme suit:

$$E_{ciT} = E_{ci} \begin{bmatrix} 1.0 & ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 1.015 - 0.00154T + 2.10^{-7}T^2 + 3.10^{-10}T^3 & ; 100^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \\ 0 & ; T \geq 0 \end{bmatrix} \quad (\text{II.30})$$

En plus des paramètres de résistance mécanique, les propriétés thermiques du béton ont un effet significatif sur la réponse de la structure sous la charge du feu, à savoir la chaleur spécifique.

2. Modèles de Youssef and Mofteh

Deux modèles sont proposés par Youssef and Mofteh (2007) [19], ils sont basés sur les modèles de Mander et al [36] et Scott et al [37] utilisés initialement pour modéliser le comportement du béton à température ambiante. La modification apportée à ces modèles de base consiste à remplacer les termes f'_c et ε_{0c} par les termes f'_{cT} et ε_{0Tc} dépendants de la température. Le fluage transitoire est modélisé en changeant la déformation à la contrainte maximale par la déformation de fluage transitoire, similaire à l'approche proposée par Collins and Mitchell [38].

a) Modèle N° 1

Le modèle modifié de Scott et al est donné par les équations ci-dessous. Il est proposé de considérer le changement de la déformation ε_{50u} (figure II.3) proportionnel au changement de ε_0 .

$$f_{cT} = \left\{ \begin{array}{l} K_{hT} f'_{cT} \left[2.0 \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0Tc} + \varepsilon_{tr}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0Tc} + \varepsilon_{tr}} \right)^2 \right] ; \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_{0Tc} + \varepsilon_{tr} \\ K_{hT} f'_{cT} [1 - Z(\varepsilon_{cT} - \varepsilon_{0Tc} - \varepsilon_{tr}) \geq 0.2 K_{hT} f'_{cT} ; \varepsilon_{cT} \geq \varepsilon_{0Tc} + \varepsilon_{tr} \end{array} \right\} \quad (\text{II.31a})$$

$$K_{hT} f'_{cT} = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yT}}{f'_{cT}} \quad (\text{II.31b})$$

$$\varepsilon_{0cT} = \varepsilon_{0T} \cdot K_{hT} \quad (\text{II.31c})$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50uT} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{0Tc} - \varepsilon_{tr}} \quad (\text{II.31d})$$

$$\varepsilon_{50uT} = \frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} \cdot \frac{\varepsilon_{0Tc}}{\varepsilon_{0c}} + \varepsilon_{tr} \quad (\text{II.31e})$$

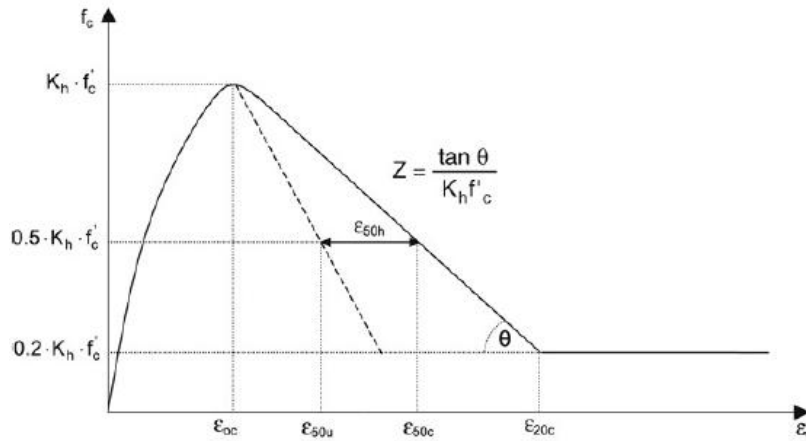


Figure II.3 Courbe instantanée contrainte-déformation du béton à température ambiante. Kent and Park [39]

b) Modèle N° 2

Le modèle modifié de Mander et al [36] est donné par les équations suivantes. Il est proposé d'estimer E_{ci} en utilisant $\left(\frac{2 \cdot f'_{cT}}{\varepsilon_{0T}}\right)$ et donc (r) sera égal à 2.

$$f'_{cT} = \left[\frac{2 \cdot f'_{ccT} \cdot \varepsilon_{cT}}{(\varepsilon_{0cT} + \varepsilon_{tr}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0cT} + \varepsilon_{tr}}\right)^2\right]} \right] \quad (II.32a)$$

$$f'_{cT} \cdot \left[-1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_{lT}}{f'_{cT}} - \frac{2 \cdot f'_{lT}}{f'_{cT}}} \right] \quad (II.32b)$$

$$\varepsilon_{0cT} = \varepsilon_{0T} \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{ccT}}{f'_{cT}} - 1 \right) \right] \quad (II.32b)$$

f'_{ccT} : pour les sections circulaires.

La valeur de f'_{lT} peut être prise égale à $K_e \cdot \frac{2f_{yT} \cdot A_s}{d_s \cdot S_h}$

Avec :

- f_{cT} : Contrainte de compression du béton à température élevée T.
- f'_{cT} : Résistance de compression du béton à température élevée T.
- f'_{ccT} : Résistance de compression du béton confiné à température élevée T.
- f'_{lT} : Contrainte latérale effective de confinement à température élevée T.
- f_{yT} : Limite d'élasticité des barres d'armature à température élevée.
- ε_{cT} : Déformation du béton à température élevée T.
- ε_{0cT} : Déformation à la contrainte maximale du béton confiné à température élevée T.
- ε_{tr} : Déformation transitoire du fluage.
- ε_{50uT} : Composante de la déformation qui prend en compte l'effet de la résistance du béton sur la pente de la branche descendante du béton non confiné à température élevée.
- ε_{50h} : Composante de la déformation qui donne la ductilité supplémentaire due au renforcement transversal rectangulaire (Neville (1987) [31]).
- K_{hT} : Facteur de confinement du béton à température élevée.
- K_e : Coefficient d'efficacité de confinement
- Z : Pente de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation du béton [31].

- ρ_s : Rapport du volume du ferrailage transversal au volume du noyau en béton mesuré à l'extérieur du ferrailage transversal.
- A_s : Section du ferrailage transversal
- d_s : Diamètre des barres du ferrailage transversal
- S_h : Espacement entre le centre des barres du ferrailage transversal
- r : Rapport entre le module d'élasticité tangent initial du béton et sa différence par rapport au module sécant à la contrainte maximale (Felicetti and Gambarova (1998) [40]).

Pour les sections rectangulaires, f'_{ccT} peut être déterminé à partir du graphique fourni par Mander et al [36], ou à partir des équations fournies par Akkari and Duan [41] basées sur la surface des étriers et leur limite d'élasticité en fonction de la température fournie dans deux directions perpendiculaires (f'_{lxT} et f'_{lyT}).

3. Modèle d'Anderberg and Thelandersson

Anderberg and Thelandersson (1976) [24] ont proposé un modèle dans lequel les déformations de fluage transitoire et les déformations mécaniques sont séparées. La formulation proposée est donnée par l'Eq. (II.33), qui est représentée par la courbe de la figure II.4.

$$f_{cT} = E_{ciT} \left(\varepsilon_{cT} - \frac{\varepsilon_{cT}^2}{2\varepsilon_{0T}} \right), \quad ; \quad 0 \leq \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_1 \quad (\text{II.33a})$$

$$f_{cT} = f_1 + E_{ciT}^- (\varepsilon_{cT} - \varepsilon_1) \quad ; \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cT} \quad (\text{II.33b})$$

Dans la quelle

$$f_1 = E_{ciT} \left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1^2}{2\varepsilon_{0T}} \right), \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{0T} \left(1 - \frac{E_{ciT}^-}{E_{ciT}} \right), \quad \varepsilon_{0T} = \frac{2f_{cT}}{E_{ciT}} \quad (\text{II.33c})$$

$$E^- = -880MPa$$

Avec :

- f_{cT} est la contrainte maximale de compression à la température T
- E_{ciT} est le module initial tangent, à la température T
- E_{ciT}^- est le module tangent de la courbe contrainte-déformation dans la branche descendante, à la température T
- ε_{0T} est la déformation ultime en compression à la température T

Le point (ε_1, σ_1) représente le point d'intersection entre les Eqs. (II.33a) et (II.33b) sur la courbe. Il ya seulement quatre paramètres ($E, E^-, \sigma_{uT}, \varepsilon_{uT}$) indépendants dans le modèle, le module tangent de la branche descendante est supposé ($E^- = 880MPa$)

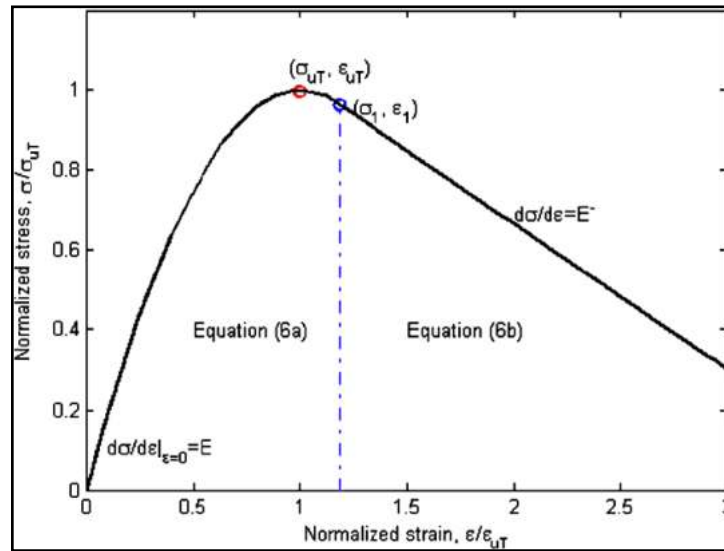


Figure II.4 Courbe contrainte-déformation dans le modèle Anderberg-Thelandersson [24]

La déformation transitoire du fluage (ε_{tr}) est proportionnelle à la contrainte appliquée et la contrainte thermique qui a été donnée par l'Eq. (II.34).

$$\varepsilon_{tr} = -k_{tr} \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u0}} \right) \varepsilon_{th} \quad \text{pour } T \leq 550^\circ\text{C} \quad (\text{II.34a})$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial T} = -0.0001 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{u0}} \right), \quad \text{pour } T \geq 550^\circ\text{C} \quad (\text{II.34b})$$

k_{tr} est une constante comprise entre 1,8 et 2,35 et σ_{u0} est la contrainte de compression maximale à la température ambiante. Il est à noter que la déformation transitoire est supposée être la même pour le chargement et le déchargement en compression. Elle est proportionnelle à la contrainte σ et de signe contraire à la déformation thermique libre lorsque le béton est sollicité en compression.

Nielsen et al. [29] ont modifié ce modèle en supposant que la déformation transitoire du fluage est proportionnellement linéaire à la température à la place de la déformation thermique, En utilisant une seule équation Eq. (II.35) pour tout le régime d'échauffement.

$$\varepsilon_{tr} = 0.000038 \cdot \left(\frac{f_{cT}}{f'_c} \right) \cdot T \quad (\text{II.35})$$

4. Modèle de Schneider [21]

Dans le modèle de Schneider (1986) [21], en dehors de la déformation thermique, il a découplé la déformation transitoire de la composante qui combine la composante du fluage et la composante mécanique. L'équation constitutive de la loi contrainte-déformation est donnée par l'Eq. (II.36). Ce modèle qui tient compte de l'effet du poids du béton sur la forme de la courbe contrainte – déformation en utilisant un facteur adimensionnel (n).

$$\varepsilon - \varepsilon_{th} = (\varepsilon_\sigma + \varepsilon_{cr}) + (\varepsilon_{tr}) = \varepsilon_{cT} + (\varepsilon_{tr}) = (1 + \beta) \frac{f_{cT}}{E_{ciT}} + \frac{\Phi}{g} \frac{f_{cT}}{E_{ciT}} \quad (\text{II.36a})$$

Avec :

$$\beta(f_{cT}, T) = \frac{1}{n-1} \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0T}} \right)^n$$

La déformation mécanique instantanée ε_{cT} qui est donnée par :

$$\varepsilon_{cT} = \left[1 + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0T}} \right)^n \right] \frac{f_{cT}}{E_{ciT}} ; n= 2.5 \text{ pour un béton léger} \quad (\text{II.36b})$$

et $n= 3$ pour un béton de poids normal

La déformation transitoire de fluage est déjà donnée par l'Eq.(II.23) du **II.2.3** :

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\Phi f_{cT}}{g E_{ciT}}$$

Avec :

- ε_{cT} : Déformation du béton à la température T ;
- ε_{0T} : Déformation correspondante à la contrainte maximale du béton à haute température ;
- ε_{tr} : Déformation transitoire du fluage ;
- f_{cT} : Contrainte de compression du béton à température élevée ;
- E_{ciT} : Module d'élasticité initial à haute température (T) ;
- g, Φ : Fonctions empiriques qui dépendent à la fois de la contrainte et de la température (Eq. (II.24) du **II.2.3**);
- n : Facteur adimensionnel qui tient compte de l'effet du poids du béton sur la forme de la courbe contrainte-déformation (Terro (1998) [11]).

Similairement au modèle Anderberg and Thelandersson[24], le modèle de Schneider [21] exige aussi la détermination de E_{ciT} et f_{cT} , qui sont les deux en fonction de la température.

5. Modèle de Diederichs

Le modèle proposé par Diederichs, U et al (1995) [42] est très simple, il est représenté par l'Eq. (II.38).

$$\varepsilon - \varepsilon_{th} = \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} + \varepsilon_{cr} = \frac{f_{cT}}{E_{ci}} \left[1 - \frac{E_{ci}}{f_c'} f(T) \right] \quad (\text{II.38a})$$

$$f(T) = 3.3 \times 10^{-7} (T - 20)^3 - 1.72 \times 10^{-4} (T - 20)^2 + 0.0412 (T - 20) \quad (\text{II.38b})$$

Avec :

- f_{cT} : Contrainte en compression du béton à température élevée ;
- f_c' : Résistance en compression du béton à température ambiante
- E_{ci} : Module tangent initial du béton à la température ambiante
- $f(T)$: Fonction empirique obtenue en ajustant les données expérimentales fournies par Diederichs [42].

6. Modèle de Lie and Lin

Lie and Lin [43] ont proposé une relation contrainte-déformation instantanée pour le béton à branches paraboliques ascendantes et descendantes.

$$f_{cT} = f_c' \cdot \left[\begin{array}{l} 1 - \left(\frac{\varepsilon_{0T} - \varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0T}} \right)^2 ; \varepsilon_{cT} \leq \varepsilon_{0T} \\ 1 - \left(\frac{\varepsilon_{cT} - \varepsilon_{0T}}{3\varepsilon_{0T}} \right)^2 ; \varepsilon_{cT} \geq \varepsilon_{0T} \end{array} \right] \quad (\text{II.39})$$

Avec :

- f'_{cT} : Résistance en compression du béton à haute température
- f_{cT} : Contrainte en compression du béton à température élevée ;
- ε_{0T} : Déformation correspondante à la contrainte maximale du béton à haute température ;
- ε_{cT} : Déformation du béton à la température T

7. Modèle de Khoury and Terro

Khoury, G.A et al (1986) ([44], [5]) and Terro, M.J (1991) ([44], [11]) ont utilisé une formulation avec trois termes pour la déformation totale, qui est similaire à celle utilisée dans le modèle de Schneider (1988) [10], qui est donnée par l'Eq. (II.40).

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{cT} + \varepsilon_{tr} \quad (II.40)$$

Khoury et Terro supposaient que ε_{σ} est la déformation élastique définie comme (σ/E_0) et ε_{tr} la déformation transitoire à une température T et un niveau de chargement σ , appelée (LITS) en anglais Load Induced Thermal Strain, qui est donnée par l'Eq (II.41).

$$LITS(T, \sigma) = \left(\varepsilon - \varepsilon_{th} - \frac{\sigma}{E_0} \right) \quad (II.41)$$

Khoury [44] a rapporté seulement les résultats expérimentaux pour différents bétons. Plus tard, Terro [11] a développé une formule empirique par ajustement des données et en supposant que la déformation transitoire LITS comme une fonction linéaire de la contrainte appliquée. Les équations qui en résultent sont déjà données par l'Eq.(II. 26) :

Le modèle proposé par Terro [11] pour la relation contrainte-déformation est similaire à celui proposé par Schneider en posant le parametre $n= 2$, donc on obtient :

$$\varepsilon_{cT} = \left[1 + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cT}}{\varepsilon_{0T}} \right)^2 \right] \cdot \frac{f_{cT}}{E_{ciT}} \quad (II.42)$$

Dans le cadre de comparer les quatre modèles cités , Li and Purkiss (2005) [22] suppose des expressions pour la réduction du module élastique inial E et la contrainte de pic f_{cT} , qui sont données par l'Eq (II.43) et (II.44).

$$E_{ciT} = \begin{cases} E_{ci} & ; 60^{\circ}C < T \\ \frac{800-T}{740} E_{ci} & ; 60^{\circ}C < T \leq 800^{\circ}C \end{cases} \quad (II.43)$$

$$f'_{cT} = f'_c \left[0.00165 \left(\frac{T}{100} \right)^3 - 0.03 \left(\frac{T}{100} \right)^2 + 0.025 \left(\frac{T}{100} \right) + 1.002 \right] \quad (II.44)$$

$E_{ci} = 20GPa$ Module élastique inial

$f'_c = 25MPa$ Résistance en compression du béton à la température ambiante

Les Eqs (II.43) et (II.44) ont été développées en se basant sur les données des résultats expérimentaux [8] et les données publiés dans l'Eurocode2 [1].

II.3.1.2 Relations contraintes-déformations en traction

Les recherches portant sur la relation contrainte-déformation du béton à des températures élevées sont limitées. Une relation linéaire est largement utilisée pour représenter le comportement avant la propagation de la fissuration. Après la fissuration, Terro [11] a suggéré d'utiliser une branche de dégradation linéaire qui lie le point de fissuration et un point

sur l'axe horizontal de déformation avec une déformation de 0,004. La résistance limite de traction est souvent utilisée pour définir la branche d'adoucissement. Zhang et Bicanic [45] ont évalué la résistance résiduelle à la traction du béton refroidi après chauffage à 600°C, d'autres modèles disponibles sont rapportés ci-dessous.

1. Modèle d'Aslani and Bastami (2011) [32]

Bien que la résistance à la traction du béton soit significativement plus faible (environ 10% à 15% de la résistance à la compression), c'est une propriété essentielle influençant le développement de fissures sous une charge particulière. Les fissures développées dans la structure ont le potentiel de modifier considérablement le comportement de la structure, il est à priori primordial de considérer l'effet de la traction dans le béton. Aslani and Bastami (2011) [32] a rapporté un modèle constitutif dans une étude récente présentant la relation contrainte-déformation par l'expression suivante:

$$\sigma_{tT} = \begin{cases} \varepsilon_{ct} E_{ciT} & ; \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon'_{ctT} \\ \sigma'_{tT} (\varepsilon'_{ctT} / \varepsilon_{ct})^{0.75} & ; \varepsilon_{ct} > \varepsilon'_{ctT} \end{cases} \quad (\text{II.45})$$

Avec :

σ_{tT} est la contrainte totale de traction à la température T

σ'_t, σ'_{tT} : sont les contraintes de traction à température ambiante et à haute température (T) respectivement,

ε'_{ctT} : est la déformation de traction correspondante à la contrainte maximale à la température T

ε'_{tT} : est la déformation de traction maximale dans le béton à la température T

Dans cette étude le modèle de Chang et al. (2006) [46] a été utilisé pour la détermination de l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température, notons que ce modèle a été établi par Chang et al. (2006) dans le but de mettre en œuvre un modèle qui permet de calculer la résistance résiduelle en traction en fonction du niveau d'échauffement.

$$\sigma'_{tT} = \sigma'_t \begin{cases} 1.05 - 0.0025T \leq 1.0 & ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.8 & ; 100^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.02 - 0.0011T \geq 0 & ; 200^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.46})$$

La figure II.5 représente les relations contraintes-déformations pour un béton de résistance moyenne (30 MPa) aux hautes températures y compris le modèle donné à température ambiante (20°C), basées sur les relations ci-dessus.

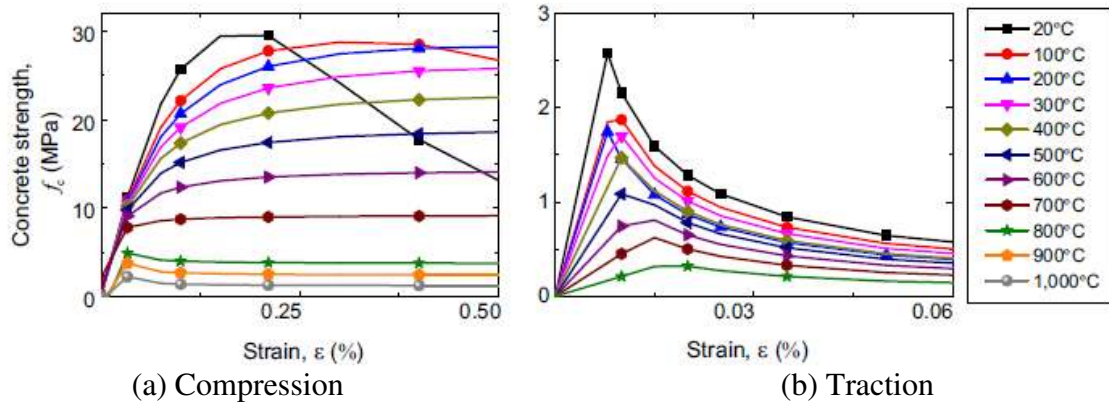


Figure II.5 Relation contrainte-déformation du béton à température élevée (Chaudhary and Roy (2020) [47])

Le modèle qui a été développé est comparé aux résultats expérimentaux de Felicetti et al [48] (cité par Basmani et al (2010)) pour le béton à la température de 20°C, 105°C et 250°C. La relation établie est rationnelle et elle est en bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

2.Modèle de Youssef and Moftah (2007) [19]

La relation contrainte-déformation du béton en traction uniaxiale peut être modélisée par une branche linéaire jusqu'à la contrainte de fissuration (f_{crT}). Le module d'élasticité de la branche linéaire peut être pris égal à E_{ciT} . Les valeurs recommandées pour f_{crT} sont $(0.33\lambda\sqrt{f'_c}) \frac{f'_c}{f_{cr}}$ (MPa) pour le cas de traction directe et $(0.60\lambda\sqrt{f'_c}) \frac{f'_c}{f_{cr}}$ (MPa) pour le cas de traction par flexion. Après fissuration, le modèle de Collins and Mitchell [38] peut être modifié en tenant compte de la réduction de la résistance à la traction et de la force de liaison.

$$f_{tT} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{crT}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_{cT}}} \cdot \frac{\tau_{uT}}{\tau_{u0}} ; \varepsilon_{cT} > \frac{f_{crT}}{E_{ciT}} \quad (II.47)$$

Avec :

f_{tT} : La contrainte en traction à la température T.

f_{crT} : La résistance en traction à la température T.

α_1 : Facteur qui tient compte des caractéristiques de liaison des bars sur la rigidité en traction du béton.

α_2 : Facteur tenant compte du type de chargement sur la rigidité en traction du béton.

τ_{uT} : Résistance d'adhérence à haute température.

τ_{u0} : Résistance d'adhérence à température ambiante.

ε_{cT} : Déformation du béton à haute température.

Des recherches similaires sont nécessaires pour évaluer la résistance à la rupture du béton après chauffage à différentes températures et avant refroidissement.

II.4 Modélisation du béton en phase de refroidissement

Le traitement approprié de la phase de refroidissement est indispensable pour la détermination de la capacité portante de la structure en tenant compte de toute la durée du feu. Malheureusement, les données mesurées décrivant le comportement du béton durant la phase de refroidissement sont insuffisantes pour la modélisation de la performance des structures

exposées au feu naturel. C'est pourquoi différentes hypothèses sont admises. Pour Bratina et al (2007) [49], il suppose que la courbe contrainte-déformation du béton en phase de refroidissement, lorsque la température à un point du matériau commence à diminuer, elle reste tel qu'il était à l'instant du début de refroidissement, cette hypothèse qui est très conservatrice ne tient pas compte des dégradations supplémentaires qui peuvent être induites dans le béton durant la phase de refroidissement.

Anderberg and Thelandersson [24] néglige la déformation transitoire dans le béton en phase de refroidissement. Bratina et al [49] traite la déformation de fluage de la même manière que dans la phase de chauffage, mais notons qu'il n'y a aucune preuve expérimentale entreprise qui confirme ou rejette cette hypothèse. Schneider (1988)[10] suppose que les contraintes thermiques lors du refroidissement sont réversibles et la même loi est prise comme lors du chauffage et cela pour des températures inférieures à 600°C. La section suivante traite les caractéristiques résiduelles dans le béton.

II.5 Comportement résiduel du béton en compression

II.5.1 Modèle de Chang

Chang, Y.F et al (2006) [46] après des séries d'expérimentation en compression sur des éprouvettes cylindriques (12 éprouvettes) et en traction par fendage (6 éprouvettes), dans les deux cas les éprouvettes testées ont été exposés à une plage de température : 20, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 et 800°C pour déterminer les caractéristiques résiduelles du béton (résistance en compression, en traction, module d'élasticité et la déformation correspondante à la contrainte maximale).

1. Résistance Résiduel à la compression

$$f'_{cr}/f'_c = 1.008 + \frac{T}{450 \ln(T/5800)} \quad ; 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (\text{II.48a})$$

Ou plus simplement par :

$$f'_{cr}/f'_c = \begin{cases} 1.01 - 0.00055T & ; 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.05 - 0.00125T & ; 200^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.48b})$$

2. Déformation au pic

$$\varepsilon_{or}/\varepsilon_o = \begin{cases} 1,00 & ; 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ (-0,1f'_c + 7.7) \left[\frac{\exp(-5.8 + 0.01T)}{1 + \exp(-5.8 + 0.01T)} - 0.0219 \right] + 1,0 & ; 200^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.49})$$

3. Module élastique en compression

$$E_{cr}/E_c = \begin{cases} -0.00165T + 1.033 & ; 20^\circ\text{C} < T \leq 125^\circ\text{C} \\ 1 & ; 125^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \\ \frac{1}{1.2 + 18(0.0015T)^{4.5}} & \end{cases} \quad (\text{II.50})$$

4. Résistance résiduelle à la traction

$$f'_{tr}/f'_t = \begin{cases} 1.05 - 0.0025T & ; 20^\circ\text{C} < T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.80 & ; 100^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.02 - 0.0011T & ; 200^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.51})$$

5. Relation contrainte-déformation après refroidissement

A partir des caractéristiques des courbes contrainte-déformation expérimentales établies (figure II.6), en se basant sur le modèle de Tsai, W.T (1988)[50] (cité par Chang et al [46]) et en redéfinissant certains paramètres, Chang a proposé l'éq (II.36) pour décrire le comportement résiduel du béton à la fois pour le béton à froid et le béton chauffé à différentes températures. Cette fonction a la même forme que celle de Tsai [50].

$$f_c = \frac{M \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{0r}} \right)}{1 + \left(M - \frac{n}{n-1} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{0r}} \right) + \left(\frac{1}{n-1} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{0r}} \right)^n} f'_{cr} \quad (\text{II.52})$$

Avec :

M, n : sont des paramètres indépendants pour contrôler la forme de la fonction concernant la branche ascendante et descendante.

f'_{cr} : Résistance résiduelle après le chauffage donnée par l'Eq. (II.48)

ε_{0r} : Déformation de pic après chauffage donnée par l'Eq. (II.49)

E_{pr} : Module d'élasticité sécant correspondant à la contrainte de pic après chauffage déterminé par l'Eq.(II.48) et l' Eq (II.49)

E_{or} : Module d'élasticité initiale tangent après le chauffage du béton

Avec :

$$M = E_{or} / E_{pr}$$

$$n = n_0 (M/M_0)^{1.014 - 0.0007T}$$

$$n_0 = [f'_c (MPa) / 12] + 0.77 > 1.0$$

$$M_0 = E_0 / E_p$$

$$E_o = 5000 \sqrt{f'_c} \quad [30]$$

En conséquence, la relation de E_{or} / E_{cr} en fonction de la température est la même que celle proposée par l'Eq (II.50) pour les températures inférieures à 500°C. Au-dessus de 500°C, l'Eq (II.50) doit être multiplié par les coefficients de réduction suivants : 1.0 pour 500°C, 0.6 pour 700°C et 1.0 pour 800°C. Une interpolation linéaire peut être utilisé pour 500°C < T < 700°C et 700°C < T < 800°C, des indications détaillées sur ce modèle sont données par [22]. Les auteurs Chang et al (2006), ont pu faire la conclusion suivante :

1. Les données d'essai indiquent que la résistance à la compression initiale de béton f'_c n'a aucun effet significatif sur le pourcentage de réduction de la résistance à la compression f'_{cr} / f'_c , le module élastique E_{cr} / E_0 et la résistance à la traction f'_{tr} / f'_t .
2. Les réductions après l'exposition à la température baissent dans cet ordre : module d'élasticité, la résistance à la traction et la résistance à la compression.

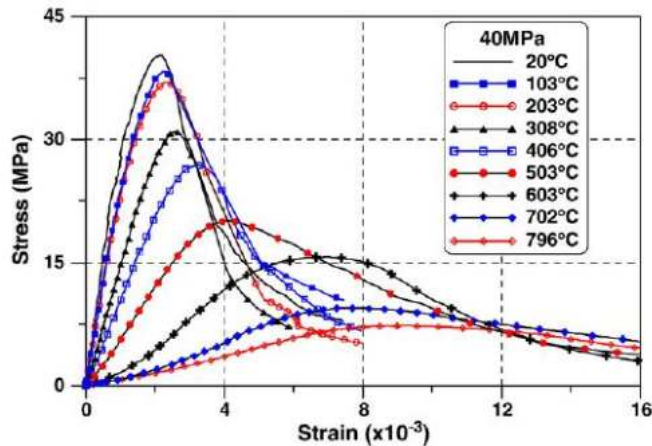


Figure II.6 Courbes contraintes-déformations expérimentales après chauffage à différentes températures [46].

Le modèle proposé par Chang et al a été comparé avec des résultats expérimentaux du béton non chauffé de différentes résistances ($f'_c = 40 \text{ MPa}$ et 27 MPa), il a montré une bonne concordance avec ces résultats comme le présente la figure II.7.

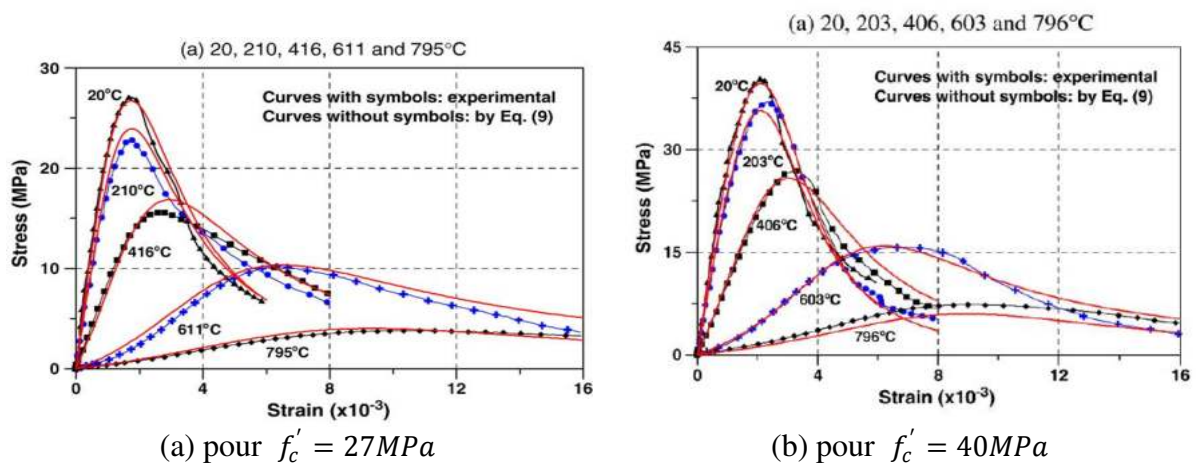


Figure II.7 Comparaison du modèle proposé avec des résultats expérimentaux [46]

II.5.2 Modèle de Li and Franssen

Li and Franssen (2011) [51] ont exploité un ensemble considérable de données d'essais disponible dans la littérature, en tenant compte de l'influence des paramètres de différents tests tels que la résistance à la compression initiale, le type de granulat, le régime de refroidissement et la forme du spécimen. Les résultats montrent que la résistance à la compression du béton à haute température est en conformité avec le modèle proposé dans l'Eurocode4 pour le béton calcaire. Cependant, au cours de la phase de refroidissement, une réduction supplémentaire de résistance à la compression dans le béton est observée, qui peut être atteinte 20% de la résistance initiale à des températures élevées d'environ 500°C.

Un modèle est proposé pour simuler la réponse au feu des structures en béton soumises à des incendies naturels et pour l'évaluation de la capacité résiduelle des structures en béton après un incendie. La formulation du modèle est donnée par l'expression suivante :

$$\delta = \begin{cases} \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \left(\frac{T_{max} - 20}{480} \right) & 20^\circ\text{C} \leq T_{max} < 500^\circ\text{C} \\ \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \left(\frac{900 - T_{max}}{400} \right) & 500^\circ\text{C} \leq T_{max} \leq 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.53})$$

δ : le taux de la réduction de la résistance après refroidissement

Le modèle est confronté aux résultats de l'expérimentation, le tableau II.1 montre la capacité du modèle pour prédire la réponse de la structure durant l'échauffement et après refroidissement [51].

Tableau II.1 Résistance relative à hautes températures et après refroidissement à la température ambiante [51]

Température [°C]	Test hot	Test résiduel	Model hot	Model résiduel
1	2	3	4	5
20	1.000	1.000	1.000	1.000
100	0.926	0.894	1.000	0.967
200	1.067	0.896	0.970	0.895
300	1.034	0.794	0.910	0.793
400	0.883	0.744	0.850	0.692
500	0.733	0.514	0.740	0.540
600	0.603	0.517	0.600	0.450
700	0.407	0.282	0.430	0.330
800	0.266	0.250	0.270	0.220
900	0.089	0.103	0.150	0.150

II.5.3 Modèle d'Anupama

Le modèle proposé par Anupama et al (2019) [52] est établi à la suite de séries d'expérimentation sur deux types d'éprouvettes cylindriques et cubiques standards exposées aux hautes températures pour différents régimes variant de 100°C à 1000°C en utilisant un four électrique dont la courbe température-temps suivait la courbe donnée par CNS (2005) (Chinese National Standards) [53] qui a la même forme que la courbe ISO 834 (1999) (International Organization for Standardization) [54]. Les échantillons ont testés après avoir été refroidis à l'air ambiant. Les résultats obtenus pour la résistance en compression et en traction ainsi que le module d'élasticité en compression sont comparés avec celles de l'Eurocode2 (EN 1992-1-2-2004) [1] et de l'ASCE 1992 (American Society of Civil Engineers) [55] ainsi que les résultats expérimentaux publiés dans la littérature. Le modèle développé a été confronté au modèle de l'Eurocode et à d'autres modèles publiés.

1. Evolution de la résistance à la compression en fonction de la température

$$f'_{cT} = \begin{cases} f'_c(1.0032 - 0.00044T) & ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ f'_c(1.4163 - 0.0016T) & ; 400^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ 0 & ; T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.54})$$

2. Evolution de la résistance à la traction en fonction de la température

$$f_{crT} = \begin{cases} f_{cr}(-0.0009T + 0.9678) & ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ f_{cr}(-0.0014T + 1.1205) & ; 400^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ 0 & ; T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{II.55})$$

3. Evolution du module d'élasticité en compression

$$E_{crT} = (-0.001282T + 1.0265)E_c ; 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (\text{II.56})$$

4. Modèle constitutif en compression

$$\sigma_c = f'_{ct} \, 1 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{max,T}}{\varepsilon_{max,T}} \right) \quad (\text{II.57})$$

- f'_c : est la contrainte caractéristique de compression à la température ambiante ;
 f'_{cT} : est la contrainte caractéristique de compression à la température T ;
 f_{cr} : est la contrainte de traction à la température ambiante ;
 f_{crT} : est la contrainte de traction à la température T ;
 σ_c : Contrainte de compression à la température T ;
 ε_{max} : est la déformation maximale à la contrainte maximale pour la température T ;
 E_c : Module d'élasticité initial à la température ambiante ;
 E_{crT} : Module d'élasticité initial à la température T

II.5.4 Modèle Eurocode4

II.5.4.1 Principe de la réduction de la résistance en phase de refroidissement

L'Eurocode4 [56] recommande qu'une perte supplémentaire de 10% de la valeur à T_{max} doit être appliquée lorsque la température maximale dépasse 300°C . L'évolution de la résistance à la compression est prise comme variant linéairement de T_{max} à 20°C . L'expression détaillée du modèle est donnée dans l'Eurocode 4[56] et peut être conceptuellement exprimée par les Eqs. (II.58)-(II.60).

$$f_c = f_1(T) \quad (\text{II.58})$$

$$f_c = f_1(T_{max}) \quad (\text{II.59})$$

$$f_c = f_2(f_1(T_{max}), T) \quad (\text{II.60})$$

La figure II.8 représente graphiquement les recommandations de l'Eurocode 4: dont la ligne pointillée représente la fonction f_1 qui donne la réduction de la résistance à la compression au cours du chauffage de 20 à 1200°C et en trait plein est la fonction f_2 qui donne la réduction de la résistance à la compression pour un chauffage jusqu'à 500°C suivi d'un refroidissement à 20°C . La variation linéaire de la valeur de 0.60 à 500°C à une valeur de 0.54 à 20°C peut être observée sur cette figure.

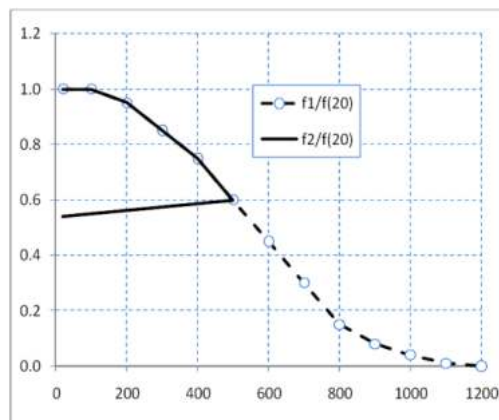


Figure II.8 Réduction de la résistance de compression après refroidissement [56]

II.5.4.2 Relations contrainte-déformation du béton adapté à l'incendie naturel

Le modèle utilisé pour l'évaluation du comportement du béton est celui de l'Eurocode 2 en phase d'échauffement (présenté ci-dessous), pour tenir compte de la perte supplémentaire de la résistance en phase de refroidissement, les directives données dans l'Eurocode 4 sont appliquées pour le calcul de la résistance en phase de refroidissement. Ces recommandations sont exposées ci-dessous.

Le béton, en refroidissant à la température normale de 20°C après avoir atteint une température maximale θ_{max} ne retrouve pas sa résistance à la compression initiale f_c .

Quand on considère la branche descendante de la courbe d'échauffement du béton comme il est montré sur la figure II.9 (Eurocode 4) la valeur de $\varepsilon_{cu,\theta}$ et celle de la pente de la branche descente de la relation contrainte-déformation peuvent toutes deux rester égales aux valeurs correspondant à θ_{max} (voir Figure II.10).

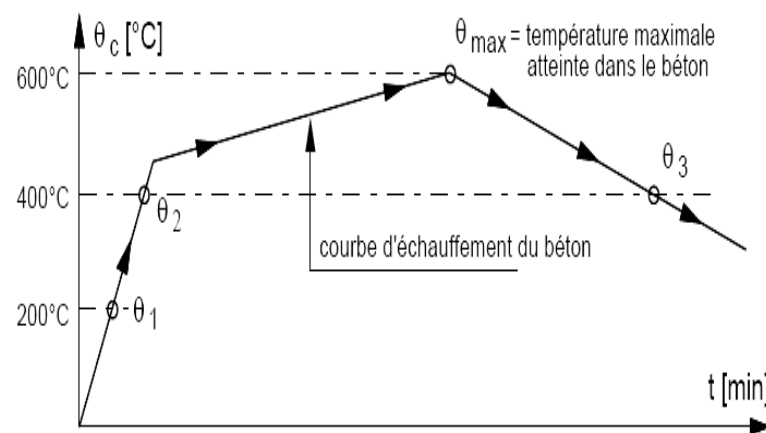


Figure II.9 Courbe d'échauffement et de refroidissement du béton selon [56]

La résistance résiduelle à la compression du béton chauffé à une température maximale θ_{max} puis refroidi à la température normale de 20°C, peut être donnée par :

$$f_{c,\theta,20^\circ C} = \varphi f_c \quad (\text{II.61a})$$

$$\varphi = k_{c,\theta_{max}} \quad ; \quad 20^\circ C < \theta_{max} < 100^\circ C \quad (\text{II.61b})$$

$$\varphi = 0.95 - [0,185(\theta_{max} - 100)/200] \quad \text{pour } 100^\circ C \leq \theta_{max} < 300^\circ C \quad (\text{II.61c})$$

$$\varphi = 0.9k_{c,\theta_{max}} \quad \text{pour } \theta_{max} \geq 300^\circ C \quad (\text{II.61d})$$

Le facteur de réduction $k_{c,\theta_{max}}$ est pris selon le tableau II.1 (Annexe C (Eurocode 4) [56])

Pendant la phase de refroidissement du béton avec $\theta_{max} \geq \theta \geq 20^\circ C$, la résistance en compression correspondante $f_{c,\theta}$, mesurée sur cylindres peut être interpolée linéairement entre $f_{c,\theta_{max}}$ et $f_{c,\theta,20^\circ C}$. Les règles ci-dessus peuvent être illustrées par la figure II.10 pour un béton de classe C40/50, comme suit :

$$\theta_1 = 200^\circ C ;$$

$$f_{c,\theta_1} = 0.95 \times 40 = 38 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_1} = 0.55 \quad [\%]$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_1} = 2.5 \quad [\%]$$

$\theta_2 = 400^\circ\text{C}$;

$$\begin{aligned} f_{c,\theta_2} &= 0.75 \times 40 = 30 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_2} &= 1 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_2} &= 3 && [\%] \end{aligned}$$

Pour une température maximale éventuelle de $\theta_{max} = 600^\circ\text{C}$

$$\begin{aligned} f_{c,\theta_{max}} &= 0.45 \times 40 = 18 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_{max}} &= 2.5 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_{max}} &= 3.5 && [\%] \end{aligned}$$

Pour toute température inférieure obtenue pendant la phase de refroidissement, telle que $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$:

$$\begin{aligned} f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} &= (0.9k_{c,\theta_{max}})f_c = 0.9 \times 0,45 \times 40 = 16.2 && [\text{N/mm}^2] \\ f_{c,\theta_3} &= f_{c,\theta_{max}} - [(f_{c,\theta_{max}} - f_{c,\theta,20^\circ\text{C}})(\theta_{max} - \theta_3)/(\theta_{max} - 20)] = 17.4 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_3} &= \varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2.5 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_3} &= \varepsilon_{cu,\theta_{max}} + [(\varepsilon_{ce,\theta_{max}} - \varepsilon_{cu,\theta_{max}})f_{c,\theta_3}/f_{c,\theta_{max}}] = 3.46 && [\%] \end{aligned}$$

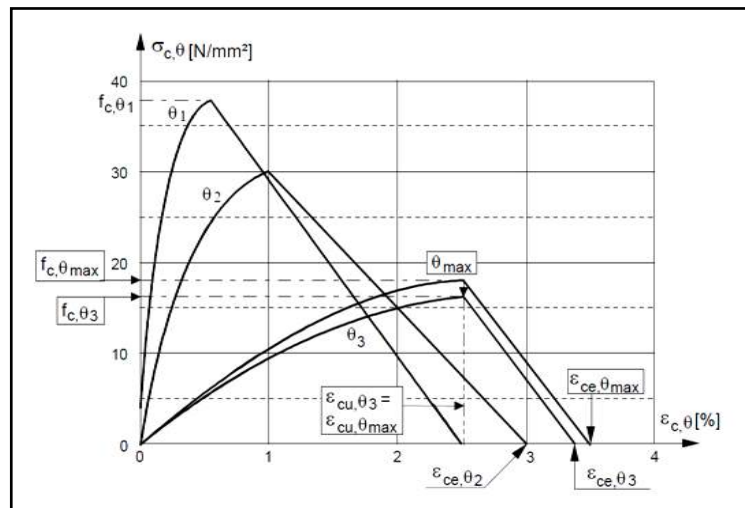


Figure II.10 Relations contrainte-déformation du béton de classe de résistance C40/50, échauffé jusqu'à $\theta_1 = 200^\circ\text{C}$, $\theta_2 = 400^\circ\text{C}$, $\theta_{max} = 600^\circ\text{C}$ et refroidi jusqu'à $\theta_3 = 400^\circ\text{C}$ [56]

II.6 Comportement résiduel du béton à la traction

La résistance à la traction du béton est souvent négligée dans les calculs de résistance aux températures ambiantes et élevées. Cependant, du point de vue de la résistance au feu, il s'agit d'une propriété importante, car la fissuration dans le béton est généralement due à des efforts de traction et les dommages structuraux de l'élément en traction sont souvent générés par la progression de la micro-fissuration (Mindess et al (2003) [57]). Dans des conditions d'incendie, la résistance à la traction du béton peut être encore plus cruciale, ce qui peut entraîner l'écaillage de l'élément en béton (Khaliq and Kodur (2012) [58]). Plusieurs modèles sont disponibles dans la littérature : Chang et al (2006) [46], Bazant and Chern (1987) [16], Terro (1998) [11], dispositions de l'Eurocode 2 et Anupama, et al (2019) [52]. D'après ces modèles, la résistance résiduelle de traction est prise égale à celle obtenue à la température maximale en phase d'échauffement, actuellement il n'y a pas de modèles qui traitent le

comportement résiduel en traction. Des études sont nécessaires pour évaluer le comportement du béton en traction durant la phase de refroidissement et après refroidissement.

II.7 Modélisation de l'acier à haute température

L'acier est le matériau le plus sensible à l'augmentation de la température, les dilatations causées par cette évolution peuvent introduire des désordres et des déformations dans les éléments de béton armé qui peuvent conduire à un endommagement local dans une structure ou l'endommagement de la structure entière. Bien que le comportement du béton soit irréversible en phase de refroidissement, le comportement de l'acier est pris comme réversible par l'ensemble des codes de calcul des structures en béton armé et les structures en acier.

Autres études et recherches montrent que de tel comportement n'est plus justifié surtout à de hautes températures au delà de 600°C.

Les températures élevées réduisent considérablement la limite d'élasticité l'acier des armatures et éliminent le plateau élastique observé dans les essais de traction sur des éprouvettes en acier doux (Lie, T.T (1972) [59]). En raison des grandes déformations induites par les températures élevées, la limite d'élasticité (f_{yT}) est généralement évaluée en utilisant la contrainte d'épreuve de 1.0% ou 2.0% plutôt que la valeur ambiante conventionnelle de 0.2% [15]. La rigidité des structures en acier est plus dégradée en face à une action thermique plus sévère.

Une investigation plus profonde reste indispensable pour explorer la performance du comportement de l'acier exposé au feu naturel surtout en phase de refroidissement et après refroidissement, le comportement résiduel de l'acier reste un point primordial pour comprendre le comportement de l'acier à la suite d'un incendie ou une autre action accidentelle éventuelle tel que le séisme.

Certains modèles disponibles dans les normes de calcul et dans la littérature sont présentés dans cette section :

II.7.1 Modèle constitutif de l'Eurocode2 [cité par 47]

À cause de la dégradation importante de la résistance des barres d'acier à haute température, le comportement thermomécanique des structures en béton armé est considérablement affecté, donc il est essentiel de considérer l'évolution du comportement de l'acier d'armatures en fonction de la température pour le calcul de la résistance au feu des structures , le modèle constitutif élasto-plastique de l'Eurocode2 [1] est considéré dans cette étude pour la modélisation des éléments structuraux, qui est décrit par la formulation suivante:

$$\begin{aligned}
 \sigma(T) &= \varepsilon E_{s,T} && ; \varepsilon \leq \varepsilon_{sp,T} \\
 \sigma(T) &= f_{sp,T} - c + (b/a) \left[a^2 - (\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon)^2 \right]^{0.5} && ; \varepsilon_{sp,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,T} \\
 \sigma(T) &= f_{sy,T} && ; \varepsilon_{sy,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,T} \\
 \sigma(T) &= f_{sp,T} \left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{st,T}) / (\varepsilon_{su,T} - \varepsilon_{st,T}) \right] && ; \varepsilon_{st,T} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,T} \\
 \sigma(T) &= 0 && ; \varepsilon = \varepsilon_{su,T}
 \end{aligned} \tag{II.62}$$

Où les paramètres a, b et c sont les suivants:

$$a = \sqrt{(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T})(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T} + c/E_{s,T})} \tag{II.63a}$$

$$b = \sqrt{c(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T})E_{s,T} + c^2} \quad (\text{II.63b})$$

$$c = \frac{(f_{sy,T} - f_{sp,T})^2}{(\varepsilon_{sy,T} - \varepsilon_{sp,T})E_{s,T} - 2(f_{sy,T} - f_{sp,T})} \quad (\text{II.63c})$$

Où :

$f_{sp,T}$ et $f_{sy,T}$ sont la limite élastique et la contrainte ultime dans la barre à la température T ;
 $\varepsilon_{sp,T} = (f_{sp,T} / E_{s,T})$; $\varepsilon_{sy,T} = 0.02$; $\varepsilon_{st,T} = 0.15$ et $\varepsilon_{su,T} = 0.20$.

Le modèle constitutif ci-dessus représente le comportement contrainte-déformation des barres d'armatures en acier pour la traction et la compression. Le facteur de réduction retenu pour la relation constitutive en fonction de la température est celui des armatures écrouies formées à froid (diagramme bi-linéaire) conformément aux directives de l'Eurocode.

II.7.2 Modèle de Lie [14] (cité par Youssef and Moftah (2007) [19])

$$f_{yT} = \left\{ \begin{array}{ll} \left[1 + \frac{T}{900 \cdot \ln\left(\frac{T}{1750}\right)} \right] \cdot f_y & ; 0 < T \leq 600^\circ\text{C} \\ \left[\frac{340 - 0.34 \cdot T}{T - 240} \right] \cdot f_y & ; 600 < T \leq 1000^\circ\text{C} \end{array} \right\} \quad (\text{II.64})$$

II.7.3 Modèle de Lie and Stanzak [60] (cité par Youssef and Moftah (2007) [19])

$$f_{yT} = f_y (1 - 0.78 \cdot T^* - 1.89 \times T^{*4}) \quad (\text{II.65a})$$

$$T^* = \frac{\left(\frac{9}{5} \times T - 36\right)}{1800} \quad (\text{II.65b})$$

La figure II.11 montre une comparaison entre les prédictions de ces modèles, la courbe recommandée par l'Eurocode2 [1] pour f_{yT} et les résultats expérimentaux disponibles.

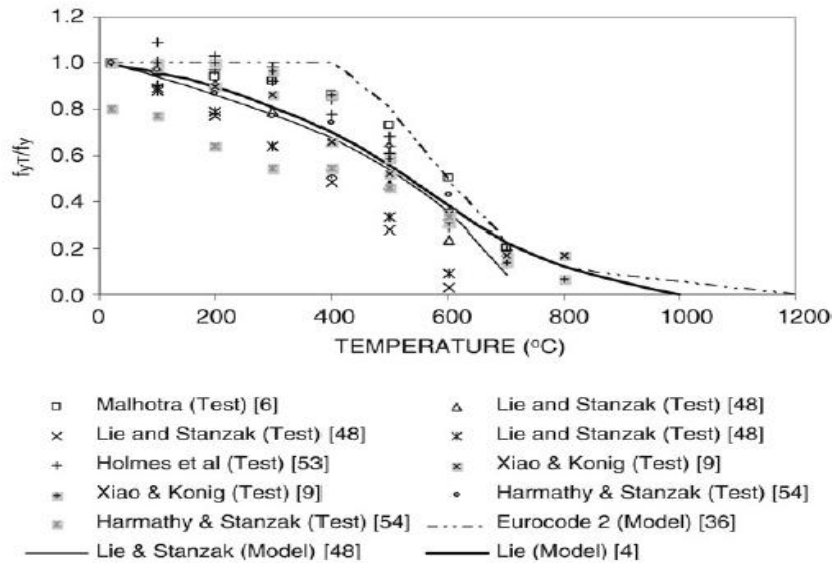


Figure II.11 Limite d'élasticité de l'acier à des températures élevées [61,62]

II.7.4 Modèle de Bratina (Déformation de fluage)

Il existe un certain nombre de modèles de fluage disponibles pour l'acier à des températures élevées. Le modèle Bratina, S et al [49] est proposé dans cette section. Ce modèle suppose que la déformation de fluage est une fonction de la contrainte et de la température de l'acier et son évolution dans le temps est régie par l'équation différentielle, Eq (II.66) est donnée par :

$$\dot{\epsilon}_{cr,s} = \text{sgn}(\sigma_s) b_1 \coth^2(b_2 |\epsilon_{cr,s}|) \quad (\text{II.66})$$

Les Paramètres du matériaux b_1 et b_2 sont en fonctions de la contrainte et de la température dans l'acier.

La réponse de l'acier (en ce qui concerne la loi contrainte-déformation, le fluage et les déformations thermiques) pendant la phase de refroidissement est supposée la même à celle de la phase de chauffage.

II.8 Modèles utilisés dans la simulation numérique

Les modèles développés pour le comportement du béton dans le domaine de l'ingénierie des structures incendiés, peuvent être utilisés pour évaluer la réponse des structures en béton armé pendant et après la phase de refroidissement d'un incendie. L'évolution des propriétés des matériaux pendant et après la phase de refroidissement doit être spécifié dans le modèle et ces lois d'évolution devraient refléter correctement les données expérimentales. Cette exigence n'a pas été prise en compte dans la conception normative parce que seulement la phase de chauffage de l'incendie a été considérée, pour cette raison des modèles simplifiés ont parfois été utilisés pour le béton à des températures élevées, mais ces modèles simplifiés ne sont pas adaptés à une conception plus performante. Une attention particulière doit être donnée aux phénomènes irréversibles dans le béton chauffé qui sont par exemple, la déformation thermique libre ou la déformation de fluage transitoire.

Le modèle utilisé pour la simulation du comportement des structures exposées à l'incendie naturel doit être capable de représenter l'évolution des propriétés mécanique durant et après la phase de refroidissement. Dans la première section de ce chapitre, les modèles pionniers du béton qui traite la déformation transitoire du fluage ont été présentés.

II.8.1 Modèle Eurocode2

Pour le modèle actuel de l'Eurocode2 (section 3.2.1) [1], les expressions de la résistance et de la déformation données dans cette section sont à la base des essais en mode stationnaire et non stationnaire ou dans plusieurs cas, la combinaison des deux. Comme le fluage est implicitement introduit, le modèle est applicable pour des taux de chauffage entre 2 et 50°K/min (23.58°C/min). L'effet du fluage est pris en compte d'une manière implicite dans le modèle de l'Eurocode2. La décomposition de la déformation thermomécanique en composantes macroscopiquement mesurables est donnée dans l'Eurocode2 par l'Eq. (II.67)

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{\sigma} \quad (II.67)$$

Dans les modèles implicites, la contrainte est directement liée à la déformation mécanique (ε_{σ}), sans le calcul de la déformation transitoire du fluage (ε_{cr}). Dans le modèle l'Eurocode2, la relation contrainte-déformation mécanique à une température θ donnée, est exprimée pour la branche ascendante, par l'Eq (II.68) de Franssen, J.M (1997)[63]

$$\frac{\sigma}{f_c(\theta)} = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)} \times \frac{n}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)}\right)^n} \quad (II.68)$$

Avec :

$f_c(\theta)$ résistance à la compression du béton,

$\varepsilon_u(\theta)$ déformation correspondant à $f_c(\theta)$,

(θ) température en °C,

n scalaire réglant la non linéarité de la courbe

Cette expression n'est que l'expression de Schneider [21] en posant le paramètre de forme $n=3$, l'équation (II.68) devient :

$$\frac{\sigma}{f_c(\theta)} = \frac{3 \times \varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta) \left[(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_u(\theta)}\right)^3 \right]} \quad (II.69)$$

Pour des bétons ordinaires, on prend $n = 3$, la figure II.12 montre l'influence de ce paramètre, ainsi que l'allure de la courbe recommandée, correspondant à $n = 3$.

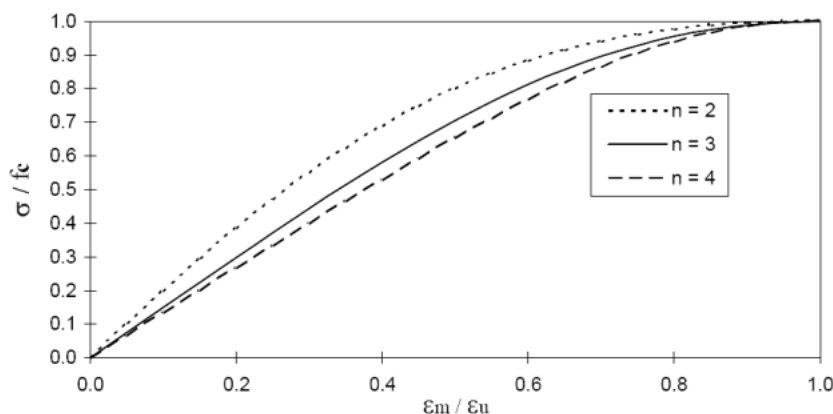


Figure II.12 Loi contrainte-déformation du béton [63]

En effet, la déformation de pic donnée dans l'Eurocode2 correspond à la limite supérieure (valeur maximale) de la déformation de pic donnée dans la version précédente de l'ENV de l'Eurocode2 (Comité européen de normalisation, 1995). Dans la version ENV de l'Eurocode2, l'utilisateur a le choix entre une limite inférieure, une limite supérieure et une valeur moyenne

recommandée; la limite supérieure permet de considérer implicitement la déformation du fluage transitoire. La figure II.13 montre les deux limites qui dépendent pratiquement que de la limite $\epsilon_u(\theta)$ proposée. [FR97] désigne le modèle adopté par Franssen dans sa thèse de doctorat [64].

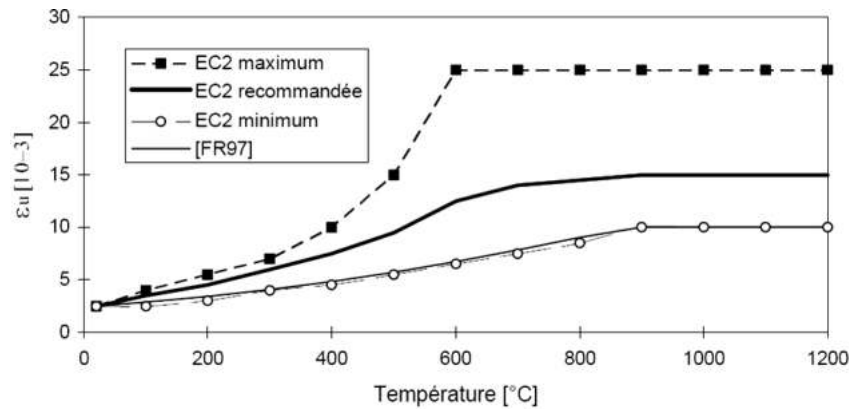


Figure II.13 Comparaison entre les modèles et les valeurs mesurées [63]

La figure II.14 montre une comparaison entre les modèles de l’Eurocode2 et l’ENV LI (Limite inferieure) en utilisant la limite inférieure et la relation contrainte-déformation obtenue par Schneider (1988) [10] à la suite des essais en régime stationnaire pour une température de 500°C (Gernay, T(2012) [65]). Le modèle ENV est très proche de la relation de Schneider ce qui montre que ce modèle ne tient pas compte de la déformation transitoire du fluage. À la base de ce raisonnement, la nouvelle version de l’Eurocode2 a recommandé l’utilisation du modèle avec la limite supérieure qui comprend implicitement le fluage transitoire. Cette façon de la prise en compte du fluage permet donc de pouvoir simuler les expérimentations en régime transitoire.

Il faut mentionner que les observations expérimentales pour tous les scientifiques qui ont testé des éprouvettes de béton en vue d’applications liées à l’incendie, c’est-à-dire dans l’échelle de temps de quelques heures, cette déformation additionnelle est très peu dépendante du temps, mais elle dépend uniquement de la contrainte et de la température.

Différentes hypothèses ont été faites sur l’influence de ces deux facteurs sur le fluage transitoire. Dans tous les modèles développés, il a été admis que le fluage transitoire varie d’une manière non linéaire de la température et d’une manière linéaire avec contraintes appliquées.

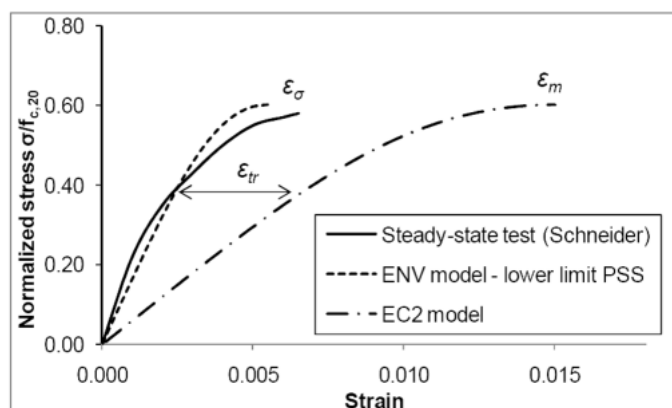


Figure II.14 Comparaison à 500°C entre les modèles EC2, ENV (L I) et les résultats expérimentaux des tests de Schneider en régime stationnaire [65]

1. L'influence du niveau de chargement préalable

L'existence d'une contrainte de compression dans le béton durant la période pendant laquelle il s'échauffe jusqu'à une température donnée influence fortement le diagramme contrainte-déformation qu'on peut déterminer par un essai de chargement à cette température.

La déformée ultime $\varepsilon_{u,T}$ par exemple, est fortement réduite par l'existence d'une précharge lors de l'échauffement. Si cette précharge dépasse 30 % de la résistance à froid, l'effet n'en est plus augmenté. Sur base d'essais allemands, Franssen, J.M (1997) [63] a proposé l'expression suivante donnée par l'Eq. (II.70)

$$\varepsilon_{u,T}(\theta) = \varepsilon_u(20^\circ\text{C}) + \Delta\varepsilon_{u,T}(\theta) \times f(\alpha) \quad (\text{II.70a})$$

Avec :

$$\varepsilon_u(20^\circ\text{C}) = 2.2 \times 10^{-3} \quad (\text{II.70b})$$

$$\Delta\varepsilon_{u,T}(\theta) = [4.2 \times 10^{-6} + 5.4 \times 10^{-9}(T - 20)](T - 20) \leq 7.8 \times 10^{-3}$$

$$f(\alpha) = \begin{cases} 1 & (\alpha = 0) \\ 0.227 & (\alpha = 0.1) \\ -0.095 & (\alpha \geq 0.3) \end{cases} \quad (\text{II.70c})$$

$$\alpha = \frac{\tilde{\sigma}}{f_c(20^\circ\text{C})} \quad (\text{II.70d})$$

Où $\tilde{\sigma}$ représente l'histoire des contraintes. Dans un essai sur éprouvette, $\tilde{\sigma}$ est la contrainte qui est maintenue constante durant l'échauffement. Pour la fonction $f(\alpha)$, on interpole linéairement entre les valeurs données par l'équation (II.70c). La figure II.15 montre l'évolution de la déformation ultime en fonction de la température pour différents taux de précharge.

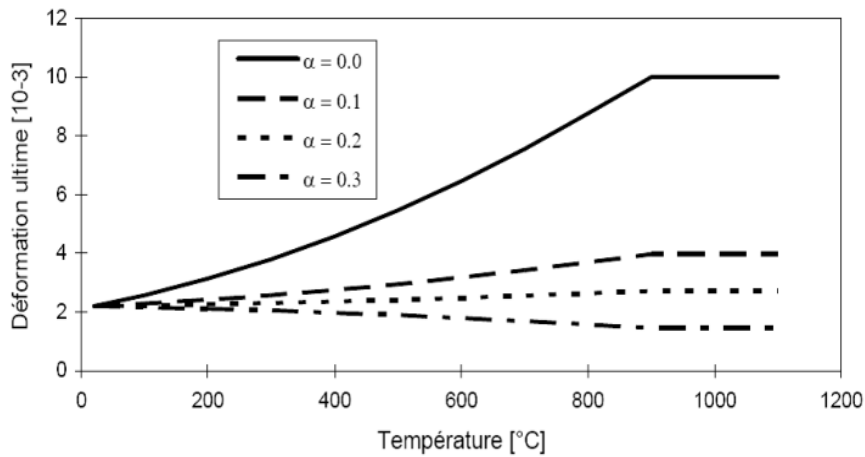


Figure II.15 Déformation ultime pour différentes précharges [63]

Plutôt que d'utiliser l'expression de Schneider telle quelle pour la loi σ - ε de l'Eq. (II.69), Franssen a séparé la déformation mécanique en partie élastique et partie plastique, donnée par l'Eq (II.71) :

$$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl} = \frac{\sigma}{E} (1 + k) \quad (\text{II.71a})$$

Avec

$$k = \frac{1}{2} [1 - (1 - \sigma/f_c(\theta))^4]^{1/2} \quad (\text{II.71b})$$

$$E = \frac{3}{2} \times \frac{f_c(\theta)}{\varepsilon_{u,T}(\theta)} \quad (\text{II.71c})$$

Notons qu'on utilisait ε_m dans l'équation (II.69) puisque le modèle de l'Eurocode ne comporte pas de terme de fluage, alors qu'on utilise ε_σ dans l'équation (II.71a) car à cette relation contrainte-déformation, on va ajouter un terme de fluage.

2. Les déformations transitoires

Lorsqu'une éprouvette chargée est soumise à l'échauffement, la déformation mesurée à chaque instant est plus grande que celle qui résulte de l'addition des termes ε_e , ε_{pl} et ε_{th} . Une déformation additionnelle apparaît, à laquelle on donne le nom général de fluage.

On aura donc la loi suivante donnée par l'Eq. (II.72).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_m = \varepsilon_{th} + \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{th} + (\varepsilon_e + \varepsilon_{pl}) + \varepsilon_{cr} \quad (\text{II.72})$$

Avec :

$$\begin{aligned} \varepsilon_\sigma &= \varepsilon_e + \varepsilon_{pl} \\ \varepsilon_{cr} &: \text{fluage transitoire} \end{aligned}$$

Tous les auteurs s'accordent à considérer que la déformation de fluage est proportionnelle à la contrainte appliquée. Bazant(1997) [16] a donnée l'Eq. (II.73)

$$\varepsilon_{cr} = \sigma J(\theta, t, t') \quad (\text{II.73})$$

Avec :

t' est le temps au quel la charge à été appliquée
 t est la variable temps

Comme il a été mentionné, le fluage transitoire ne dépend pas du temps, Ce fait avait déjà été observé par Anderberg et Schneider [21] dès leurs premiers travaux sur le sujet, mais aussi par (Khoury, et al 1985) à l'Imperial College en Angleterre.

Pour tenir compte de l'effet de la précharge lors de l'échauffement, négligé par Bazant [16], l'Eq. (II.73) s'écrira donc [63].

$$\varepsilon_{cr} = \sigma J(\theta, \tilde{\sigma}) \quad (\text{II.74})$$

L'expression suivante a été proposée par Schneider [21], en accord avec ses observations expérimentales, donnée par l'Eq. (II.75), les Eqs. (II.76) et (II.78)

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma}{E} [g(\varphi + 1) - 1] \quad (\text{II.75})$$

$$\varphi(T) = 2.6 \tanh. \gamma_\omega (\theta - 20) + \tanh 0.0075(\theta - 700) + 1.4 \quad (\text{II.76})$$

$$g = 1 + 0.7\alpha(0.6 - \alpha) \left(\frac{\theta - 20}{100} \right)^2 \quad (\text{II.77})$$

$$\gamma_\omega = 0.3\omega + 0.0022 \quad (\text{II.78})$$

Avec :

ω est la teneur en eau du béton, en % de la masse
 t est la variable temps

Les constantes de l'Eq.(II.76) sont valables pour du béton quartzitique. D'autres valeurs sont données dans [10] pour d'autres types de béton. L'Eq. (II.77) pour la fonction g est proposée par [63] suite à ses travaux sur le sujet.

Le modèle de Schneider [21] avec les deux modifications apportées par Franssen, J.M [63], Eqs. (II.71b) et (II.77), a été introduit dans le programme SAFIR. Dans une structure réelle, l'histoire des contraintes est beaucoup plus complexe que celle qui est imposée à une éprouvette de laboratoire. La contrainte et la température sont susceptibles de varier simultanément en chaque instant. L'histoire des contraintes était représentée donc par la contrainte existant au sein du matériau au moment où l'incendie démarre.

II.8.1.1 Cas de refroidissement

Le béton dans le cas de refroidissement après échauffement ne retrouve pas la résistance qu'il avait initialement. De nombreux essais ont été réalisés sur des éprouvettes ayant subi un tel cycle thermique. C'est en fait la première méthode d'investigation qui a été employée car elle ne nécessite pas l'application simultanée d'une charge et de températures élevées.

En se basant sur les travaux d'expérimentation cités [63], le travail effectué par Franssen, J.M (1997) a pu estimer que le béton, en se refroidissant, chutait de 10% de la valeur de sa résistance qu'elle présentait à la température maximale et la déformation ultime du béton ϵ_u gardait, lors du refroidissement, la valeur qu'elle présentait à la température maximale. Ce résultat forme la base de l'Annexe C de l'Eurocode4 [56].

Pour l'acier, le modèle adopté pour les calculs effectués dans le cadre de ce travail est celui de l'Eurocode en phase d'échauffement et en phase de refroidissement. Le comportement est supposé réversible. D'après Franssen, en cas de refroidissement après échauffement, il est constaté en général que l'acier de construction retrouve ses propriétés mécaniques initiales en tout cas lorsque la température maximale n'a pas dépassé les 600°C. Pour des températures maximales plus élevées, la chute de résistance dépend du type d'acier. Sur des barres de 12 et 25mm pour l'acier trempé, la limite élastique chute de 30N/mm² lorsque la température maximale passe de 600 à 680°C.

II.8.2 Modèle ETC (Explicit Transient Creep)

Deux approches sont présentées concernant la modélisation du comportement du béton exposé à l'incendie. La première approche prend la déformation transitoire du fluage comme un terme implicite dans l'expression de la déformation mécanique telle que la formulation adoptée pour le modèle de l'Eurocode2 [1] et celle publiée par Franssen, J.M. (1987, 1997) [63] et [64]. La deuxième approche introduit le terme du fluage explicitement dans la formule de la déformation comme une composante découplée de la déformation mécanique. Le souci de la conception est de savoir l'approche qui prédire au mieux la réponse d'une structure incendie.

Il est important de savoir que dans des structures réelles, la déformation transitoire du fluage dépend de la température et de la contrainte, mais aussi sur le chemin de contrainte-température suivi par le matériau. Dans ce contexte que le modèle ETC (Explicit Transient Creep) a été développé par Gernay, T (2012) [65]. Une comparaison détaillée entre les deux approches est présentée dans cette référence [65].

La limitation la plus remarquable du modèle de fluage transitoire implicite et qui a des implications sur le comportement structural évalué par la simulation numérique, en particulier dans le cas des incendies naturels où la réponse de la structure est évaluée au cours de la phase de refroidissement de l'incendie, le comportement du béton n'est pas pris correctement par les modèles implicites lors du refroidissement, car la déformation transitoire du fluage est implicitement réversible dans ces modèles. Une modélisation correcte de la réponse de la

structure pendant le refroidissement nécessite un calcul explicite de la déformation transitoire du fluage. La figure II.16 montre que le modèle de l'Eurocode2 peut restituer sa rigidité durant la phase de refroidissement.

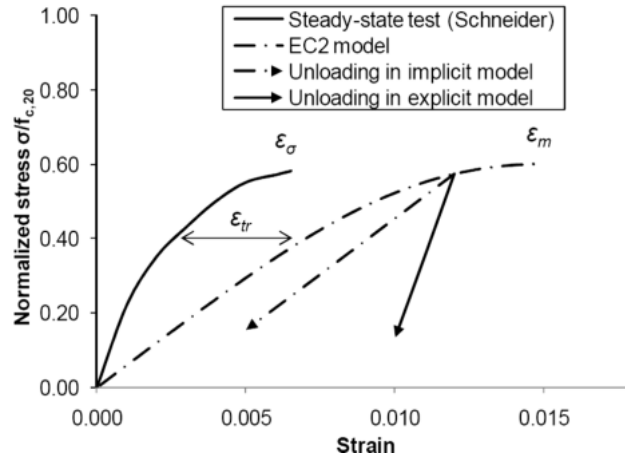


Figure II.16 La déformation transitoire de fluage est une déformation permanente par des modèles explicites mais elle est récupérée par des modèles implicites [65]

Les hypothèses retenues d'après les modèles exposés sont :

- La déformation du fluage est liée linéairement à la contrainte appliquée,
- La relation est non linéaire dans le cas de la température,
- L'influence de la nature de l'agrégat.

II.8.2.1 Développement du modèle ETC

L'expression de la déformation totale est exprimée par l'Eq. (II.79).

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tr} \tag{II.79}$$

En adoptant les hypothèses précédentes, la déformation transitoire du fluage peut être exprimée par l'Eq. (II.80). Comme c'est défini, cette déformation n'est que la différence entre la déformation obtenue d'essai en régime permanent et le même essai en régime transitoire.

$$\varepsilon_{tr}(T, \sigma) = \frac{\sigma}{E_{EC2}^{implicit}} - \frac{\sigma}{E_{ENV}} = \frac{2}{3} \frac{(\varepsilon_{c1,EC2} - \varepsilon_{c1,min})}{(f_c/f_{ck})} \frac{\sigma}{f_{ck}} \tag{II.80}$$

$$\varepsilon_{tr}(T, \sigma) = \varphi(T) \frac{\sigma}{f_{ck}}$$

Avec

- $\varepsilon_{c1,EC2}$ Déformation au pic du modèle de l'Eurocode2 représentée par ε_u
- $\varepsilon_{c1,min}$ Déformation au pic du modèle ENV avec la limite inférieure (essai stationnaire) sans la déformation transitoire
- $E_{EC2}^{implicit}$ $\frac{E_{EC2}^{implicit}}{f_c} = \frac{3}{2\varepsilon_{c1,EC2}}$ module tangent $(\sigma - \varepsilon)$ du modèle de l'Eurocode2
- E_{ENV} Module tangent dans le modèle ENV
- $\varphi(T)$ Est donnée dans le modèle de l'Eurocode2 définie par l'Eq. (II.76)
- f_{ck} La résistance du béton à 20°C

L'éq. (II.79) peut s'écrire sur la forme

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varphi(T) \frac{\sigma}{f_{ck}} \tag{II.81}$$

En remplaçant l'Eq. (II.81) dans l'Eq. (II.68), la loi de comportement avec le modèle ETC est obtenue par l'Eq. (II.82)

$$\frac{\sigma}{f_{c,T}} = \frac{3 \left(\varepsilon_{\sigma}^{explicit} + \phi(T) \frac{\sigma}{f_{ck}} \right)}{\varepsilon_{c1,EC2} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{\sigma}^{explicit} + \phi(T) \frac{\sigma}{f_{ck}}}{\varepsilon_{c1,EC2}} \right)^3 \right)} \quad (II.82)$$

Le module de Young est calculé en prenant en compte le fait que le fluage transitoire est irréversible durant la phase de refroidissement. Le module de Young est donné par l'Eq. (II.83) :

$$\frac{E(T)}{f_{c,T}} = \frac{1}{\left(\frac{2 \cdot \varepsilon_{c1,EC2}}{3} - \phi(T) \right)} \quad (II.83)$$

II.8.2.2 Validation du modèle

Le modèle a été confronté à des essais et à d'autres modèles. La figure II.17 montre la simulation au Japon d'une colonne en béton armé testé d'une section de 30x30 cm² avec un trou circulaire au milieu de la section 10 cm de diamètre, la section est armée de 4 de Ø 16 avec un enrobage de 4cm, la colonne est sollicitée en compression centrée par un effort normal de 667kN, exposé au feu standard du Japon durant 180 min puis la colonne est laissée se refroidir. Les déformations sont calculées avec les modèles de l'Eurocode (ENV, EC2) et ETC. Les résultats montrent l'avantage de l'ETC à bien simuler le comportement de la colonne durant la phase de refroidissement.

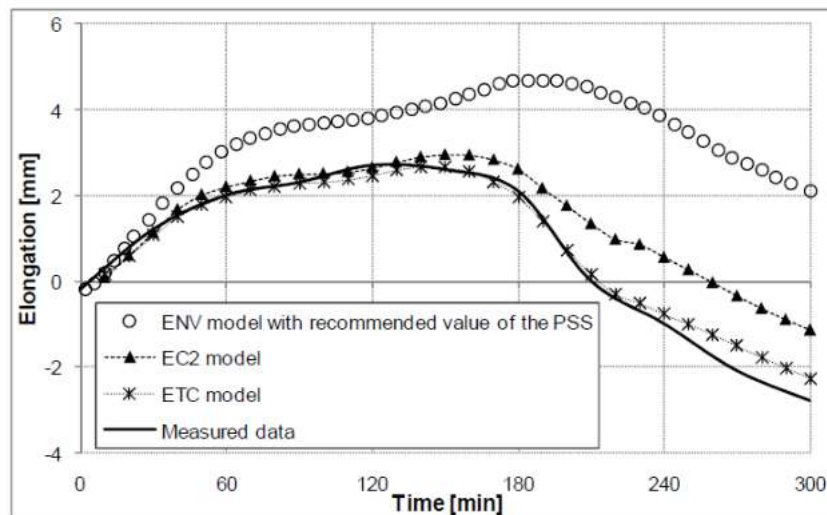


Figure II.17 Comparaison entre les résultats mesurés et calculés sur un poteau en béton soumis à un feu naturel [65]

II.9 Conclusion

Dans ce chapitre, un état de l'art des modèles existants du comportement du béton et de l'acier est présenté et discuté. Les exigences suivantes doivent être retenues pour les modèles:

Afin de permettre l'analyse de structures sous le feu naturel, les lois d'évolution des propriétés mécaniques doivent être décrites dans toutes les phases de l'incendie et même après

le retour à la température ambiante (propriétés résiduelles), le modèle doit être capable de capturer les déformations non réversibles telles que le fluage transitoire et les dilatations thermiques libres. Les modèles normatifs pour l'acier montrent que son comportement est considéré parfaitement réversible et aucune perte supplémentaire de la résistance ou de la rigidité n'est mentionnée.

La dégradation de la résistance du béton durant la phase de refroidissement est fortement liée au niveau d'échauffement appliqué sur la structure. Les données disponibles ont tendance à préciser que la perte de la résistance et de rigidité peut dépasser largement les limites normatives. Le modèle de l'Eurocode4 est retenu pour l'évaluation de la perte de résistance en phase de refroidissement.

Sur la base des conditions exposées dans la présente section, les modèles de l'Eurocode2 et ETC sont retenus pour la simulation du comportement des voiles sous feu naturel dans le chapitre 4, les deux modèles sont implémentés dans le code SAFIR, et pour y rester dans l'environnement normatif.

CHAPITRE III

ÉVALUATION EXPERIMENTALE DES CARACTÉRISTIQUES RÉSIDUELLES DU BÉTON EXPOSÉ AU FEU

Le travail développé dans le cadre de ce chapitre vise à évaluer les propriétés mécaniques résiduelles telles que la résistance à la compression et le module d'élasticité statique et dynamique par la voie des essais destructifs et non destructifs. La perte de masse et l'analyse de la composition chimique du ciment utilisé sont aussi évaluées. Pour atteindre cet objectif une série d'essais a été réalisée à l'aide d'un four électrique programmable. Une courbe de température-temps exprimant la nature d'un feu naturel en considérant une phase d'échauffement, une phase de stabilisation et une phase de refroidissement, différents niveaux de chauffage ont été appliqués (200-400-600-800-1000 °C). La phase de stabilisation a une durée de 90 min afin d'introduire un flux thermique uniforme dans les éprouvettes testées.

Les résultats expérimentaux obtenus pour la résistance résiduelle en compression et le module d'élasticité résiduel statique et dynamique ont été confrontés à d'autres résultats expérimentaux disponibles dans la littérature et comparées avec les modèles analytiques existants tels que le modèle de l'Eurocode. Ces résultats ont été jugés satisfaisants et présentent une bonne concordance.

La confection des échantillons, leur conservation et leur exposition au feu ainsi que la configuration expérimentale et la procédure sont décrits en détail dans ce chapitre. Les études et les essais expérimentaux ont été entièrement réalisés dans les laboratoires des départements de génie civil et de génie mécanique de l'Université de Batna2.

III.1 Introduction

Le terme «résiduel» fait référence à une propriété qui est déterminée immédiatement après le refroidissement du béton. L'évaluation des propriétés mécaniques à chaud et résiduelles telles que la résistance à la compression et le module d'élasticité qui sont régulièrement utilisés comme paramètres représentatifs pour la modélisation du comportement des structures en béton.

Plusieurs recherches ont indiqué que la résistance résiduelle a tendance à être inférieure à la résistance à chaud. La réduction post-incendie des propriétés mécaniques du béton représente un sujet de recherche important afin d'évaluer la capacité portante de la structure après l'action du feu, dans le but d'étudier la performance des éléments structuraux pour savoir si la structure va continuer à résister même à une éventuelle action sismique en considérant ou non un système de renforcement.

Ainsi, le but de ce chapitre est d'évaluer les propriétés mécaniques résiduelles telles que la résistance à la compression et le module d'élasticité statique et dynamique, pour atteindre cet objectif une série d'essais a été réalisée à l'aide d'un four électrique, différents régimes de chauffage de 200 à 1000°C avec une raison de 200°C, ont été envisagés avec une phase de stabilisation d'une durée de 90 min et une phase de refroidissement naturelle. La confection des échantillons de béton, le matériel utilisé et la procédure d'expérimentation sont décrits en détail dans ce chapitre. Les études et les essais expérimentaux ont été entièrement réalisés dans les laboratoires des départements de génie civil et de génie mécanique de l'Université de Batna 2.

Afin d'étudier l'évolution des propriétés mécaniques et physiques du béton en fonction de la température, un béton ordinaire de résistance normale (BORN) a été choisi ayant des caractéristiques proches de celles des bétons généralement utilisés dans des structures courantes. Une étude paramétrique a été élaborée en considérant le type de ciment et le type de sable. La composition du BORN est obtenue en utilisant la méthode de formulation de Dreux Gorisse (Dreux and Festa 2002) [1]. Les éprouvettes ont été confectionnées, conservées, puis soumises à un traitement thermique. Nous caractérisons dans un premier temps les matériaux utilisés au cours des travaux expérimentaux. En particulier, la composition, la fabrication et la cure appliquée. Dans un deuxième temps, nous présentons les essais physiques et mécaniques réalisés dans cette étude.

Les propriétés physiques et mécaniques du béton testé ont été déterminées à la température ambiante et après traitement thermique. Les résultats montrent une dégradation et un endommagement thermique importants en fonction de l'évolution des températures. Une concordance a été observée entre les résultats trouvés et celles des travaux de recherche examinés dans cette étude.

III.2 Programme expérimental

Le programme expérimental réalisé a pour but d'examiner le comportement des bétons avant et après exposition à de hautes températures (200, 400, 600, 800 et 1000°C) en appliquant des essais destructifs et non destructifs sur des éprouvettes cylindriques 16cmx32cm en béton. Le cycle d'échauffement-refroidissement utilisé est interphasé par une phase de stabilisation (figure III.1) afin de permettre la distribution des températures dans

toute la section de l'éprouvette (phase d'échauffement-phase de stabilisation- phase de refroidissement), le programme expérimental comprend :

- La mesure de propriétés mécaniques : résistance en compression et module d'élasticité statique et dynamique.
- La mesure de la perte de masses.
- La mesure de la dureté de la surface des bétons par le scléromètre.
- La mesure de la vitesse de propagation des impulsions ultrasonores (Ultrasonic Pulse Velocity : UPV).
- L'analyse de fluorescence aux rayons X pour vérifier la composition chimique des bétons.

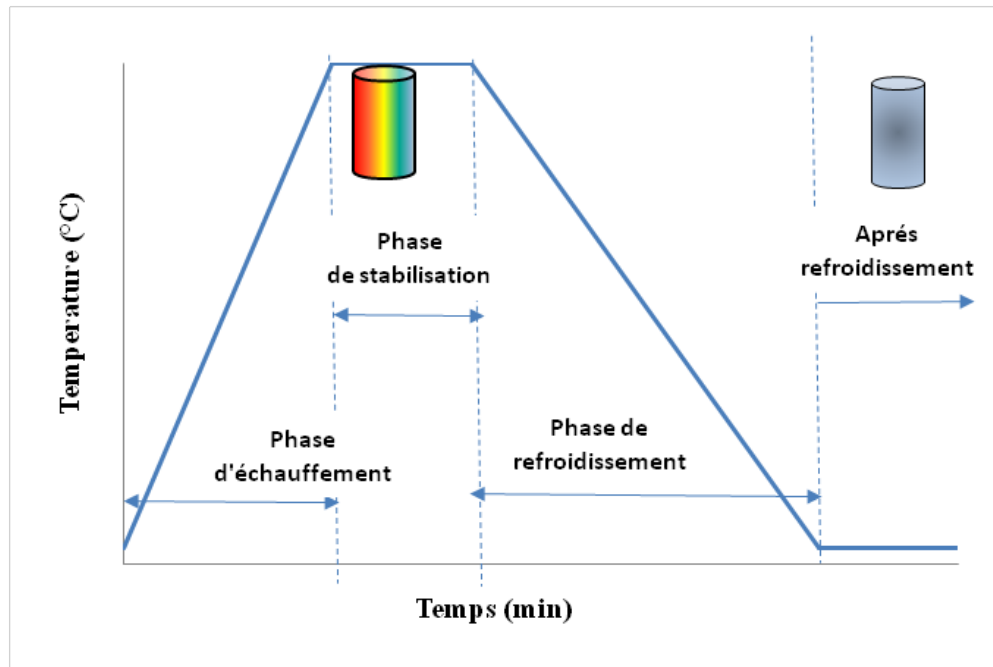


Figure III.1 Schéma du cycle thermique échauffement-refroidissement

III.3 Caractéristiques des matériaux et compositions des bétons

La caractérisation du matériau béton à haute température nécessite la connaissance de la nature de ses composants et des conditions expérimentales aux quelles il a été testé (dispositifs d'essais et méthodologies empruntées).

Nous avons procédé donc dans cette partie à une identification des matériaux de base utilisés, la formulation des bétons étudiés et les méthodes utilisées pour réaliser les différents essais expérimentaux de notre programme de recherche.

Pour notre étude, On a choisi de fabriquer les différents bétons à partir d'un squelette granulaire issu d'un mélange tertiaire de graviers, de sable et de ciment.

III.3.1 Caractéristiques des matériaux

III.3.1.1 Ciments

Deux types de ciment sont utilisés dans l'étude :

Le Ciment Portland Artificiel (CPA) de type CEM I 42,5 R ES NA 442 c'est un Ciment Résistant aux Sulfates (CRS) produit par la société Biskria Ciment (wilaya de Biskra), il est

principalement constitué de 95% de clinker, la proportion de constitutions secondaires est limitée à 5% au maximum.

Le Ciment Portland Composé (CPJ) de type CEM II /A -L 42,5N NA 442 produit par le groupe GICA, la cimenterie d'Aïn-Touta (wilaya de Batna), il est principalement constitué de 80 à 94% de clinker et 6% à 20 d'autres constituants.

La classe de résistance 42,5 MPa c'est la résistance à la compression à 28 jours, déterminée sur des éprouvettes de mortier à une proportion de mélange ciment / sable / eau (1/3/0.5 en masse) conforme à la norme algérienne NA 442/2013 et à la norme européenne (NF EN 197-1). Les caractéristiques physiques sont conformes aux spécifications des normes algériennes: NA 2595/2006, NA 231/2006, NA 230/2010, NA 232/2002, NA 440/2002, NA 5061/2006.

Pour les caractéristiques mécaniques sont conformes aux spécifications des normes algériennes: NA 234/2007.

L'analyse chimique a été réalisée par spectrométrie à dispersion d'énergie conforme aux spécifications algériennes: NA 5042 (NF EN 196-2), NA 235/2005, NA 236/2005, NA 237/2005 et NA 5038/2005. La composition chimique et caractéristiques physiques et mécaniques des deux ciments sont données dans les Tableaux III.1 et III.2.

Tableau III.1 Composition chimique: CEM I et CEM II [Fiche de qualité, 2018]

Composants	% en masse		Composants	% en masse	
	CEM I	CEM II		CEM I	CEM II
CaO	62.22	62.33	SO ₃	2.86	2.93
SiO ₂	19.86	17.41	P.A.F	2.51	7.35
Al ₂ O ₃	4.36	4.45	Cl	0.017	0.017
Fe ₂ O ₃	4.78	3.42	CAO libre	0.81	0.93
MgO	1.20	1.22	Résidus Insolubles	0.72	1.31
Na ₂ O	0.39	0.41	Composition Potentielle du Clinker C3A	4.35	
K ₂ O	0.59	0.71			

Tableau III.2 Caractéristiques physiques et mécaniques : CEM I et CEM II
[Fiche de qualité, 2018]

Caractéristiques Physiques	CEM I	CEM II	Caractéristiques mécaniques		CEM I	CEM II
Poids spécifique (g/cm ³)	3.22	3.18	Résistance à la Compression (MPa)	2 jours	26.03	24.74
Retrait (µm/m)		834		7 jours	40.22	37.31
Gonflement (µm/m)		0.00		28 jours	48.70	45.22
S.S Blaine (cm ² /g)	3783	4582	Résistance à la Flexion (MPa)	2 jours	5.66	5.28
Consistance Normale (%H ₂ O)	25.51	26.88		7 jours	7.60	6.91
Début de prise (h : min)	2h22min	2h00min		28 jours	8.29	7.61
Fin de prise (h : min)	2h22min	3h02min	Lim Inf R.C à 2 jrs			19.03
Refus sur tamis 45 µm (%)	9.79	9.96	Lim Inf R.C à 28 jrs			44.93
			Lim Sup R.C à 28 jrs			53.41
Exp à chaud (mm)	0.78	0.95				

III.3.1.2 Granulats

1. Description

Les granulats utilisés sont des produits locaux, conformément aux normes algériennes en vigueur (ou leurs équivalents): NA 2607-1 (NF P18-560), NA 2608, NA 455 (NF P18-598), NA 5130, NA 463 (NF P18-554), NA 5089, NA 255 (NF P18- 555) et NA 5125 (NF P 18-561). Ce sont des matériaux calcaires concassés rugueux et propres. Quelques semaines avant leur utilisation, les granulats sont entreposés dans des bacs et conservés dans le laboratoire pour un séchage à l'air ambiant. Les classes granulaires utilisées pour la confection des bétons sont : (0/3) pour trois différents types de sable (carrière, Dune, Oued), (8/15) et (15/25) pour les graviers (Voir Figure III.2).



Figure III.2 Différents granulats utilisés (sable de dune, sable de carrière, gravier 15/25)

2. Sables

Pour notre étude, on a utilisé trois types de sable : Sable de carrière 0/3 (carrière Chilia Ain Touta), Sable de dune (carrière El Aghouat), Sable d'Oued (carrière Lioua). Les principales propriétés physiques des trois sables sont présentées dans le Tableau III.3, les essais réalisés sont montrés sur la Figure III.3.

Tableau III.3 Principales propriétés physiques des différents types de sable

Propriétés	Sable de carrière	Sable d'Oued	Sable de dune
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2.60	2.62	2.61
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1.80	1.71	1.61
Module de finesse (%)	2.71	2.89	2.23
Equivalent de sable (%)	71	45	61
Absorption (% par poids)	1.2	-	-



(a) Essai de l'équivalent de sable

(b) Essai de mesure de la masse volumique

Figure III.3 Les différents essais sur les sables utilisés

3. Graviers

Deux classes granulaires sont employées, la fraction 8/15 et la fraction 15/25, provenant de la carrière Ain Touta (granulat de calcaire concassé):

Gravier 8/15: granulométrie de dimensions comprise entre 8 mm et 15 mm.

Granulat grossier 15/25: granulométrie de dimensions comprise entre 15 mm et 25 mm.

Les propriétés des graviers sont rassemblées dans le Tableau III.4. La Figure III.4 montre les essais réalisés sur les graviers.

Tableau III.4 Principales caractéristiques des granulats calcaires 8/15 et 15/25

Propriétés	Gravier 8/15	Gravier 15/25
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2.67	2.68
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1.8	1.49
Coefficient d'aplatissement	14.27	8.91
Los Anglos ($\text{LA} < 40$)	23 %	-
Essai de propreté	0.86	1.15
Absorption (% par poids)	1.2	1.1



(a) Essai de la mesure de la Masse volumique

(b) Essai de Coefficient d'aplatissement

Figure III.4 Les différents essais sur les Graviers utilisés

La norme P18-541 spécifie que la valeur du coefficient Los Angeles (LA) doit être inférieure ou égale à 40, sauf dans le cas des bétons pour les quels la résistance à 28 jours doit être supérieure à 36 MPa où l'on doit avoir $LA \leq 30$ MPa.

Donc d'après les résultats obtenus les granulats "3/8 et 8/15 " sont résistants.

4. Eau

L'eau utilisée pour les différentes gâchées de béton est issue directement du robinet. Elle est potable et ne contient aucune impureté nuisible (matières organiques, alcalis...) conformément à la norme NA 1966, NF P 18-303 et NF EN 1008. La masse volumique prise en compte pour les calculs de formulation est la valeur conventionnelle de 1000 kg/m^3 .

III.3.2 Etude de Formulation des bétons selon la méthode Dreux-Gorisse

En se basant sur les résultats présentés dans l'étude bibliographique, nous avons décidé de choisir plusieurs bétons en faisant varier deux paramètres dans la composition des bétons à savoir : le type de sable (03 sables ont été testé) et le type de ciment (02 ciments ont été utilisé : CEM I et CEM II). Le rapport (E/C= 0.6) est pris constant ainsi que le type de graviers et cela dont le but d'étudier leurs effets sur le comportement thermomécanique du béton exposé au feu ainsi que les caractéristiques résiduelles des bétons.

Les proportions des mélange des différents bétons ont été déterminé par la méthode graphique C.E.S de Dreux-Gorisse (Dreux and Festa 2002) [1] qui consiste à étudier le meilleur arrangement des granulats de manière à obtenir la meilleure compacité en fonction des critères de maniabilité , de résistance et la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton.

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton :

1. Détermination du rapport C/E
2. Détermination de C et E
3. Détermination du mélange optimale à minimum de vides
4. Détermination de la compacité du béton
5. Détermination des masses de granulats

Données de base

La norme NF EN 206/CN [2], en conformité avec l'Eurocode2 (norme NF EN 1992-1-1) [3a] décrivent, pour chaque classe d'exposition, l'environnement et le type de béton concerné et donne à titre informatif des exemples d'ouvrages ou de parties d'ouvrages. Pour les bétons étudiés, la classe d'exposition est la classe XC4 (Béton soumis à la Corrosion induite par carbonatation (risque de corrosion des armatures).

a. Résistance souhaitée : La classe de résistance minimale choisie est la classe C25/30 (extrait du tableau NAF.1 de la norme NF-EN 206-1) visant $f_{c28} = 25\text{MPa}$ après 28 jours pour les cylindres; donc : $f_c = f_{c28} + 15\%$, on obtient : $f_c = 28,75 \text{ MPa}$.

b. Consistance désirée : Elle est définie par l'essai d'affaissement au cône d'Abrams selon la norme NFP 18-451, les bétons sont considérés plastiques (classe de consistance S2) de vibration courante avec un affaissement entre 5 et 9 cm.

c. Dosage en ciment "C" : la valeur de C est déterminée grâce à l'abaque de la Figure III.5 ci-dessous en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement au cône d'Abrams.

Selon la classe XC4 : $E/C = 0,6 \rightarrow C/E = 1,67$ (extrait du tableau NA.F.1 de la norme NF-EN 206-1).

Selon l'abaque : Pour la valeur $C/E = 1,67$ et un affaissement au cône d'Abrams $A = 7$ cm, la quantité optimale de ciment nécessaire à la confection d'un mètre cube de béton est de 350 kg/m^3 .

d. Dosage en eau "E" : La quantité d'eau E nécessaire à la confection du béton se calcule grâce aux valeurs de C/E et de C : $E/C = 0,6$ et $C = 350 \text{ kg/m}^3 \rightarrow E = 210$ Litres.

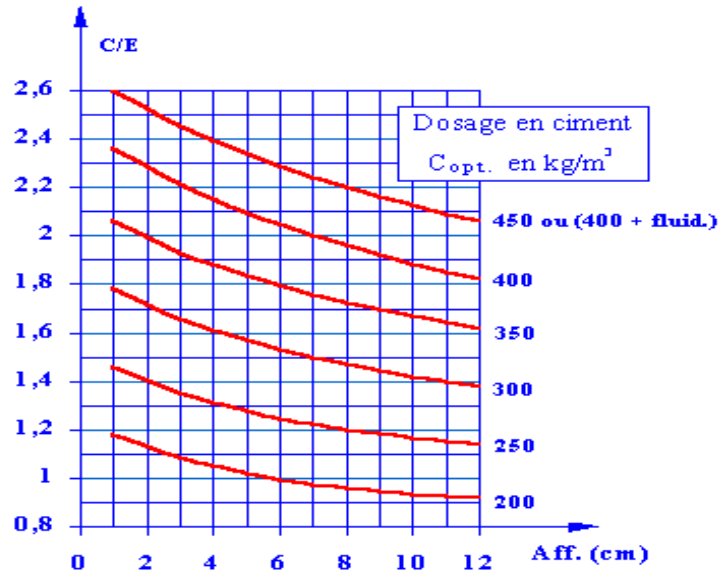


Figure III.5 Abaque permettant la détermination de C_{opt} [4]

III.3.2.1 Confection des différents bétons

A. Variation du type de sable

En fonction du type de sable, nous distinguons trois types de béton :

1. Béton à base de Sable de carrière 0/3 et ciment type CEM II (BSCC2)

a. Courbe granulométrique [NF. P 18-431]

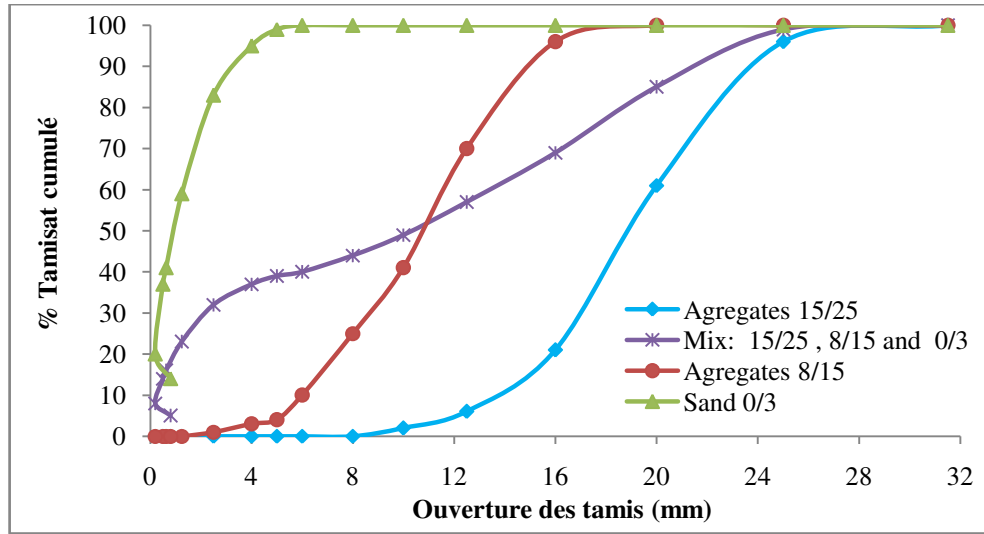


Figure III.6 Analyse granulométrique des agrégats (sable de carrière)

Les courbes granulométriques ont été déterminé sur des échantillons représentatifs de sable de carrière 0/3, de graviers (8/15 et 15/25) et leur mélange sont représentés par la figure III.6.

b. Proportions du mélange

Les détails des proportions du mélange sont résumés dans le Tableau III.5

Tableau III.5 Proportions du mélange (par poids) par 1 m³ de béton à base de sable de carrière 0/3 (BSCC2)

Composants	Quantités par 1 m ³ [kg]	% Poids des agrégats
Ciment	350	
Graver 15/25	729	38%
Graver 8/15	448	24%
Sable (Carrière) 0/3	708	38%
Eau [L]	210	
E/C	0.60	
G/S	1.66	
Affaissement [mm]	70	

2. Béton à base de sable de Dune et ciment type CEM II (BSDC2)

a. Courbe granulométrique [NF. P 18-431]

Les courbes granulométriques ont été déterminées sur des échantillons représentatifs de sable de dune 0/3, de graviers (8/15 et 15/25) et du mélange sont représentées par la figure III.7

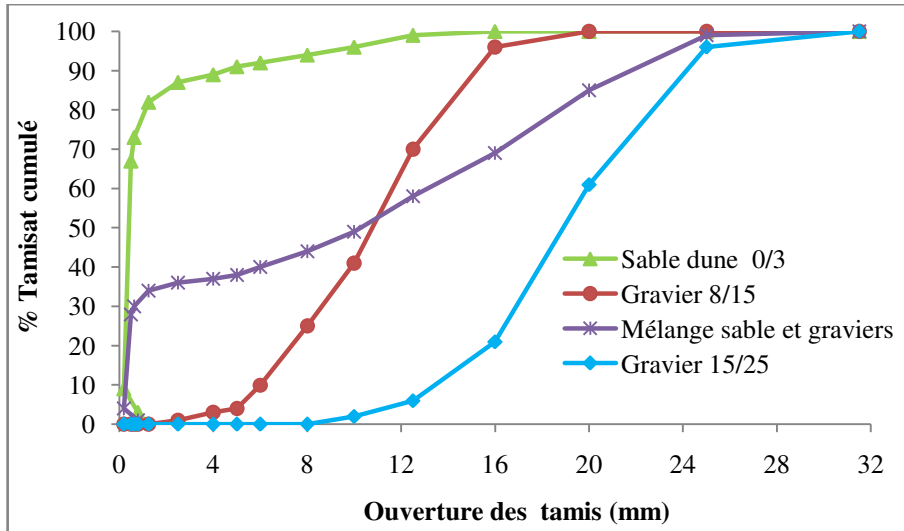


Figure III.7 Analyse granulométrique des agrégats (sable de dune)

b. Proportions du mélange

Les détails des proportions du mélange sont résumés dans le Tableau III.6

Tableau III.6 Proportions du mélange (par poids) par 1 m³ de béton à base de sable de dune 0/3 (BSDC2)

Composants	Quantités par 1 m ³ [kg]	% Poids des agrégats
Ciment	350	
Gravier 15/25	729	38%
Gravier 8/15	393	21%
Sable (dune) 0/3	764	41%
Eau [L]	210	
E/C	0.60	
G/S	1.47	
Affaissement [mm]	70	

3. Béton à base de Sable d'Oued 0/3 et ciment type CEM II (BSOC2)

a. Courbe granulométrique [NF. P 18-431]

Les courbes granulométriques ont été déterminées sur des échantillons représentatifs de sable de dune 0/3, de graviers (8/15 et 15/25) et du mélange sont représentées par la figure III.8

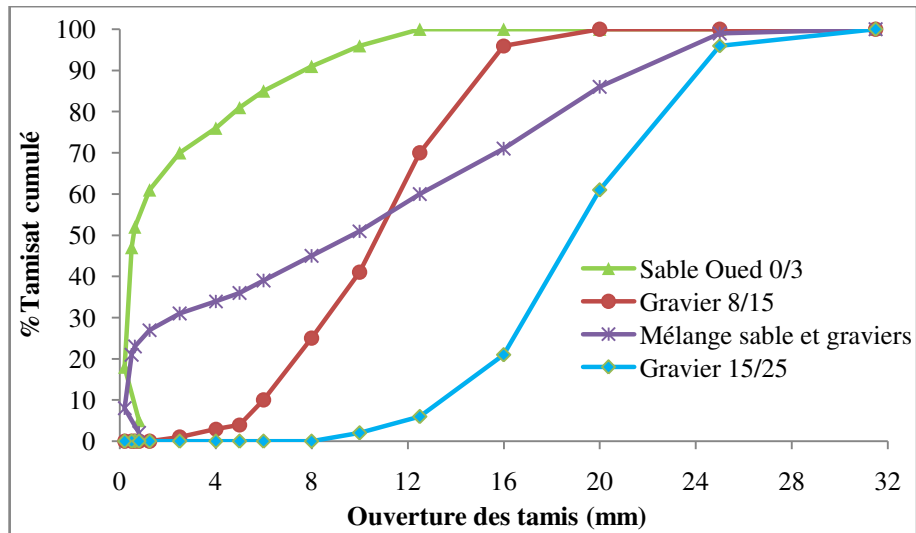


Figure III.8 Analyse granulométrique des agrégats (sable d'oued)

b. Proportions du mélange

Les détails des proportions du mélange sont résumés dans le Tableau III.7

Tableau III.7 Proportions du mélange (par poids) par 1 m³ de béton à base de sable d'Oued 0/3 (BSOC2)

Composants	Quantités par 1 m ³ [kg]	% Poids des agrégats
Ciment	350	
Gravier 15/25	688	36 %
Gravier 8/15	383	20 %
Sable (Oued) 0/3	817	44 %
Eau [L]	210	
E/C	0.60	
G/S	1.31	
Affaissement [mm]	70	

B. Variation du type de ciment

Pour le ciment CEM I (BSCC1) et pour le ciment CEM II (BSCC2), nous avons utilisé un sable de carrière 0/3 et les deux graviers 8/15 et 15/25, la composition obtenue est la même pour les deux ciments (la formulation est la même que celle donnée dans le Tableau III.5).

Le tableau III.8 résume toutes les formulations des bétons testés.

Tableau III.8 Proportions du mélange (par poids) par 1 m³ des différents bétons confectionnés

Composants	Quantités par 1 m ³ [kg]			
	BSCC2	BSDC2	BSOC2	BSCC1
Ciment	350	350	350	350
Gravier 15/25	729	729	688	729
Gravier 8/15	448	393	383	448
Sable 0/3	708	764	817	708
Eau [L]	210	210	210	210
E/C	0.60	0.60	0.60	0.60
G/S	1.66	1.47	1.31	1.66
Affaissement [mm]	70	70	70	70

III.3.2.2 Essais de convenue

Le Tableau III.9 résume les caractéristiques mécaniques des bétons. La moyenne mesurée à 7 et 28 jours pour la résistance à la compression des bétons était respectivement entre 18 et 33 MPa.

Tableau III.9 Propriétés mécaniques et physiques des bétons classe (C25/30)

Résistance à la Compressive (BSOC2)	f _{c28}	26.27 MPa
Résistance à la Compressive (BSCC2)	f _{c28}	18.24 MPa
Résistance à la Compressive (BSCC1)	f _{c28}	33.05 MPa
Type des agrégats	Calcaire	
Masse volumique du béton	ρ	2354 kg/m ³

III.4 Présentation du programme des essais réalisés

Un total de 63 éprouvettes cylindriques a été confectionné pour déterminer les propriétés résiduelles (après incendie) tels que la perte de résistance à la compression et le module d'élasticité ainsi que la perte de masse, les vitesses des ondes soniques et l'indice de rebondissement. Le premier jeu d'échantillon dit de référence a été testé à froid (20°C ± 2°C) et les 5 jeux d'échantillons restants ont été chauffés à des températures maximales de 200, 400, 600, 800 et 1000°C, respectivement. La valeur calculée représente une valeur moyenne des résultats obtenus sur trois et six échantillons pour les différents niveaux de température sélectionnés.

Pour la vitesse d'impulsion ultrasonique (V) et l'indice de rebondissement (R) ont été mesurés en enregistrant les lectures avant et après l'exposition au feu sur chaque échantillon.

La masse des échantillons a également été mesurée pendant des intervalles de temps respectifs afin de suivre la perte de masse avant et après l'exposition au feu.

Le programme expérimental est regroupé dans le tableau III.10. Ce tableau représente l'ensemble des essais réalisés dans le cadre de cette thèse.

Tableau III.10 Programme expérimental

Essais	Température (°C)	Types de béton			
		Ciment CEM II			Ciment CEM I
		BSC	BSD	BSO	BSC
Perte de masse	Séchage à 120	x	x	x	x
	200	x	x	x	x
	400	x	x	x	x
	600	x	x	x	x
	800	x	x	x	x
	1000	x	x	x	x
Résistance à la compression	20	x	x	x	x
	200	x	x	x	x
	400	x	x	x	x
	600	x	x	x	x
	800	x	x	x	x
	1000	x	x	x	x
Indice de rebondissement	20	x			x
	200	x			x
	400	x			x
	600	x			x
	800	x			x
	1000	x			x
Vitesse des ondes soniques	20	x			x
	200	x			x
	400	x			x
	600	x			x
	800	x			x
	1000	x			x

III.5 Fabrication et conservation des éprouvettes

III.5.1 Fabrication et mise en œuvre

L'ouvrabilité et la consistance du béton frais ont été déterminées par le cône d'Abrams conformément à la norme NF EN 12350-2 (AFNOR 2012b). La classe de consistance obtenue est S2 (le béton est plastique) caractérisée par un affaissement compris entre 50 et 90 mm \pm 10, la valeur retenue de la consistance dans cette étude est de 70 mm.

Le béton frais préparé pour la fabrication des éprouvettes d'essai a été mis dans des moules cylindriques en plastic et en acier de 160 mm [6,30 pouces] de diamètre et de 320 mm [12,60 pouces] de hauteur, conforme à la norme NA 2600/1992 (NF EN 12390-1), qui est plus représentative de la qualité du béton de résistance normale (BRN) avec une quantité de liant de 350 kg / m³ à la température ambiante, le compactage est effectué en trois couches à l'aide d'une aiguille vibrante pendant au moins 10 secondes par couche. La densité des bétons à l'état durci varie entre 2445 et 2448 kg / m³.

III.5.2 Conservation des éprouvettes

Pour le béton à base de ciment (CEM I) 36 éprouvettes ont été confectionnées et 27 éprouvettes ont été aussi confectionnées pour les trois bétons à base de ciment (CEM II). Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées puis conservés et durcis dans l'eau potable pendant 28 jours à une température de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ conformément à la norme NA 5050 (NF EN 12390-2) afin de garder l'humidification du béton comme illustré sur la figure III.9.

Après 28 jours, les spécimens entièrement saturés ont été séchés à 120°C pendant 72 heures dans une étuve avant d'être exposées aux hautes températures. Le poids a été surveillé pendant le séchage jusqu'à ce que les échantillons atteignent un poids constant. À ce stade l'eau libre résiduelle a été presque éliminée, l'objectif de cette opération est d'éviter ainsi un éventuel écaillage pour les échantillons chauffés à 600°C et plus.

III.5.3 Ages des éprouvettes

Les éprouvettes sont conservées jusqu'à cent vingt jours au minimum avant les essais afin de s'assurer de la stabilité des réactions chimiques et aussi d'avoir moins d'eau libre dans le béton. L'eau libre joue un rôle important lors de la montée en température du béton.



Figure III.9 Confection des éprouvettes(a), démoulage et conservation des éprouvettes (b)

II.6 Dispositif expérimental

III.6.1 Équipement et instrumentation

L'équipement utilisé est composé du matériel suivant (Figure III.10) :

- 1- La presse hydraulique universelle (marque Sematron Besmak Co.Ltd.) a été utilisée pour le test de compression uni axiale, la charge maximale à appliquer peut atteindre 1500 kN. La

croissance de la charge à l'intérieur de la presse a été surveillée par un transducteur de pression.

- 2- Un four électrique programmable avec Contrôleur de Température (Self-tuning function) d'une température maximale de 1100 °C (marque Nabertherm) a été utilisé pour chauffer les échantillons.
- 3- Le scléromètre à béton original Schmidt (marque Proceq) pour mesurer la dureté de la surface.
- 4- Appareil de mesure de la Vitesse de propagation des impulsions des ultrasons pour les échantillons (marque Tico Proceq)
- 5- Etuve de séchage d'une capacité de 720 litres et d'une température maximale de 200°C (marque Controlab).
- 6- Balance pour mesurer le poids des éprouvettes ayant un poids maximal de 25 kg et une précision de 0.01 kg (marque Defender).



Figure III.10 Equipement et instrumentation (a) Machine de compression, (b) Four électrique avec contrôleur de température et étuve de séchage, (c) Appareil d'ultrason, scléromètre et balance

III.6.2 Dispositif expérimental du chauffage

Pour étudier le comportement du béton à hautes températures, différents cycles thermiques ont été choisis. Les éprouvettes étudiées ont subi un flux thermique appliqué avec une vitesse de chauffage moyenne de 3°C/min pour tous les bétons. Les vitesses de chauffage comprises entre 1 et 5°C/min n'ont pas d'influence sur le caractère explosif du béton Haniche (2011) [5]. La gamme de température retenue pour les essais est comprise entre 200 et 1000°C. Cet intervalle de températures couvre les principales transformations physico-chimiques des bétons qui peuvent se produire durant l'échauffement à savoir à:

20°C: cette température est considérée comme étant la température de référence.

150°C: cette température d'essai permet de mesurer les différentes propriétés du béton à température supérieure mais proche de 100°C qui correspond à l'évaporation de l'eau libre et à la déshydratation de l'ettringite. De plus, à cette température, la déshydratation des CSH débute.

250°C: à cette température, la déshydratation des CSH est dans un état avancé.

400°C: à cette température, les CSH sont déshydratés et la portlandite est encore dans son état initial d'hydratation.

600°C: la portlandite est décomposée à cette température et l'éventuelle transformation du quartz- α en quartz- β est atteinte (575°C).

900°C : destruction du béton est l'apparition des fissures.

Dans la plupart des essais, les températures spécifiques précédentes ont été retenues pour la mesure des propriétés mécaniques et physiques du matériau à hautes températures.

III.6.2.1 Méthologie (Cycles de chauffage - refroidissement)

Dans le cadre de cette étude, les températures maximales suivantes : 200, 400, 600, 800 et 1000°C ont été appliqués au moyen d'un four électrique (voir figure III.10(b)) ; la courbe de montée de température est introduite à l'aide d'un panneau électronique. L'évolution de la température dans le four à air peut être divisée en quatre phases:

Phase 1: Phase de température croissante (PTC), Le cycle de chauffage consistait en une rampe de température constante d'environ 3 à 8°C / min jusqu'à la température cible.

Phase 2: Phase de stabilisation où la température est maintenue constante pour une durée de 90 minutes (PST).

Phase 3: Phase de refroidissement du feu (PRF), lorsque la température du gaz diminue de la température maximale à la température ambiante 20°C avec une rampe de refroidissement d'environ 1°C/min en moyenne au début de la phase de refroidissement.

Phase 4 : Phase résiduelle (PR) lorsque la température du béton revient à la température ambiante 20°C (phase après feu).

Le pilotage du four est réalisé à l'aide d'un régulateur programmeur (figure III.10 (b)) auquel sont reliés les thermocouples. Les différents cycles peuvent être ainsi programmés. La courbe temps-température du four est illustrée par la figure III.11.

Ensuite, les échantillons sont laissées se refroidir à l'intérieur du four ensuite elles sont disposées à l'air atmosphérique à une température ambiante de 20°C \pm 2°C et une humidité relative de 60% \pm 10% (NA 5050) au laboratoire.

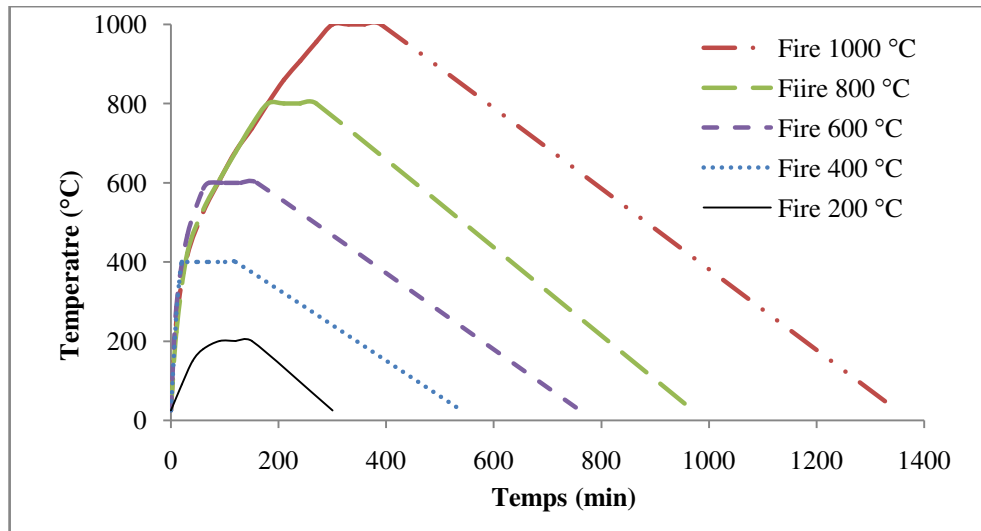


Figure III.11 Courbe de traitement thermique du béton: échauffement – stabilisation – refroidissement

III.6.2.2 Disposition des éprouvettes dans le four

Pour réaliser un essai de feu, une seule éprouvette est disposée au milieu du four de façon à avoir une exposition de chaleur homogène. Cette répartition de chaleur est faite grâce au système de ventilation du four. La figure III.10 (b) illustre la disposition des éprouvettes dans le four.

III.7 Présentation et analyse des résultats

Les essais établis ont pour objet de caractériser expérimentalement la réponse du béton ordinaire avec différents sables et ciments sous des conditions extrêmes de hautes températures. Les caractéristiques résiduelles sont à envisager dans cette série d'expérimentation. Par similitude avec le problème des incendies, des cycles de chauffage allant jusqu'à 1000°C sont choisis. Cette température peut être facilement atteinte lors d'un incendie réel. L'objectif est de mettre à la disposition des experts une base de données sur l'état de dégradation du béton après exposition aux hautes températures et l'exploitation des résultats pour l'étude de la performance des éléments structuraux afin d'évaluer la capacité portante post-incendie. Des essais non destructifs ont été envisagés, la vitesse de propagation d'ultrasons à travers les éprouvettes endommagées a été calculée ainsi que l'état de dureté de la surface. Enfin des corrélations entre le module d'élasticité et la vitesse des impulsions ont été établies.

III.7.1 Contrôle visuel des échantillons de béton après refroidissement

En plus des propriétés thermiques et mécaniques ainsi que le mode de déformation, une autre propriété qui a une influence significative sur le comportement au feu d'un élément de structure en béton est l'écaillage. La principale cause d'éclatement du béton à des températures élevées est liée à l'accumulation de pression interstitielle, qui est due à l'évaporation de l'eau à la fois libre et liée [6].

Aucun écaillage explosif notable n'a été observé dans les éprouvettes du béton tout au long des essais réalisés. Pour le béton ordinaire, l'effet de la pression interstitielle n'est pas prédominant. A la température ambiante, la couleur de surface des échantillons de béton était grise avec des surfaces lisses comme présenté sur la figure III.12. Cet aspect a été conservé jusqu'à une température de 400°C. Cependant, à 800°C, une couleur grise blanchâtre pour les spécimens de béton a été observée. Ces variations pourraient être attribuées aux changements de composition et de texture, ainsi qu'au développement et à la destruction des cristaux lors de la cuisson [7].

Des fissures visibles se sont développées sur la surface des échantillons à 600°C, ces fissures sont plus importants et multidirectionnels ont commencé à se développer à 800°C avec une faible dégradation de la pâte de liaison.

Pour les éprouvettes chauffées à 1000°C, des fissures profondes sont apparues dans la structure du béton à la fin de l'essai, après avoir déposé les éprouvettes testées au laboratoire à température ambiante, une dégradation supplémentaire a été observée dans le béton conduisant à une altération importante des éprouvettes.

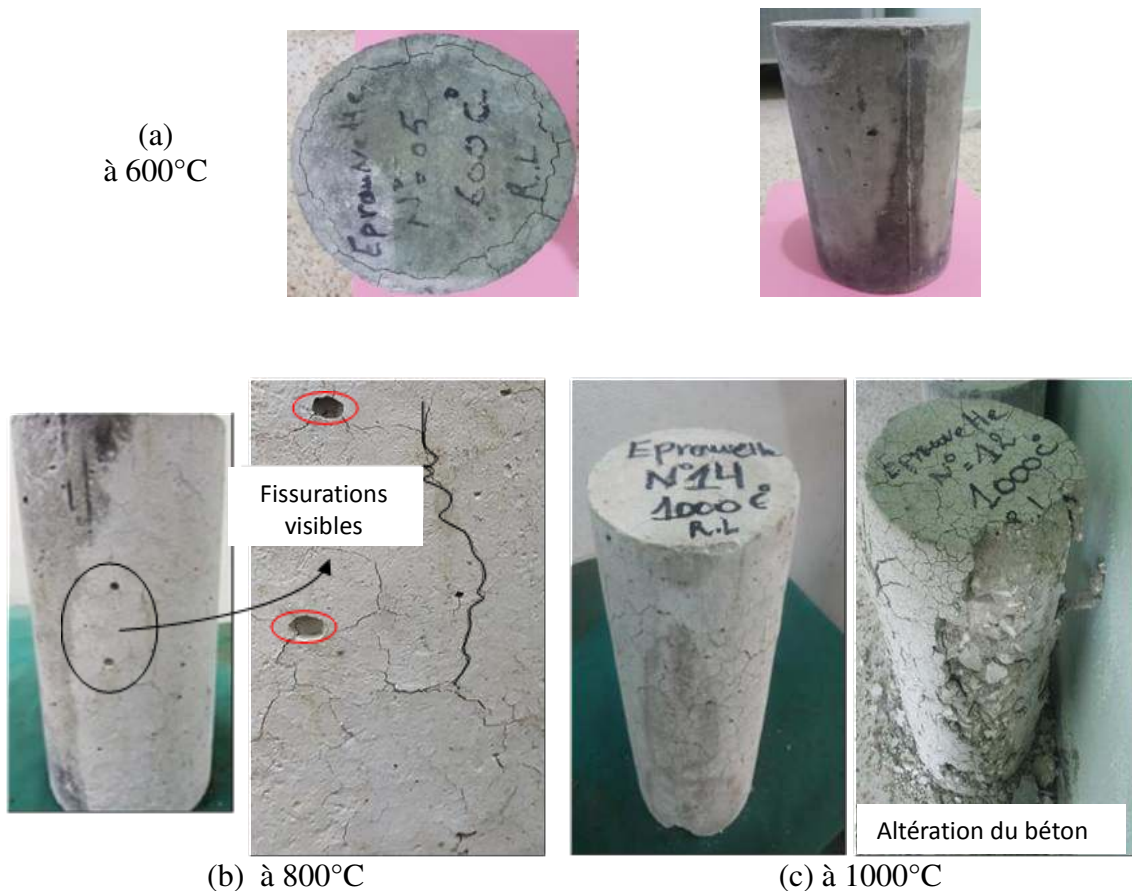


Figure. III.12 Evolution de la dégradation du béton après échauffement

III.7.2. Analyse par fluorescence aux rayons X (XRF)

Nous avons procédé à l'analyse chimique par fluorescence aux rayons X (spectrométrie à dispersion d'énergie) à la cimenterie d'Ain Touta, conformément aux spécifications

algériennes: NA 5042 (NF EN 196-2), NA 235/2005, NA 236/2005, NA 237/2005 et NA 5038/2005 dont le but de vérifier l'effet des hautes températures sur la composition chimique des bétons. Le test a été réalisé sur des échantillons des différentes éprouvettes confectionnées en ciment CEM I et à base de sable de carrière (BSCC1) avant et après échauffement à 600 °C où l'effet de température commence à devenir important et à 1000°C.

La composition en pourcentage des mélanges de béton par analyse au XRF avant et après exposition à des températures élevées de 600 et 1000°C sont illustrées dans le tableau III.11, on constate que les pourcentages des composants suivants: SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, SO₃, K₂O, PAF sont supérieurs leurs pourcentages à température ambiante tandis que les pourcentages des composants résiduels: CaO, MgO sont inférieurs à la composition initiale. L'analyse XRF montre qu'aux températures élevées, la composition chimique du béton n'était pas significativement affectée par le feu.

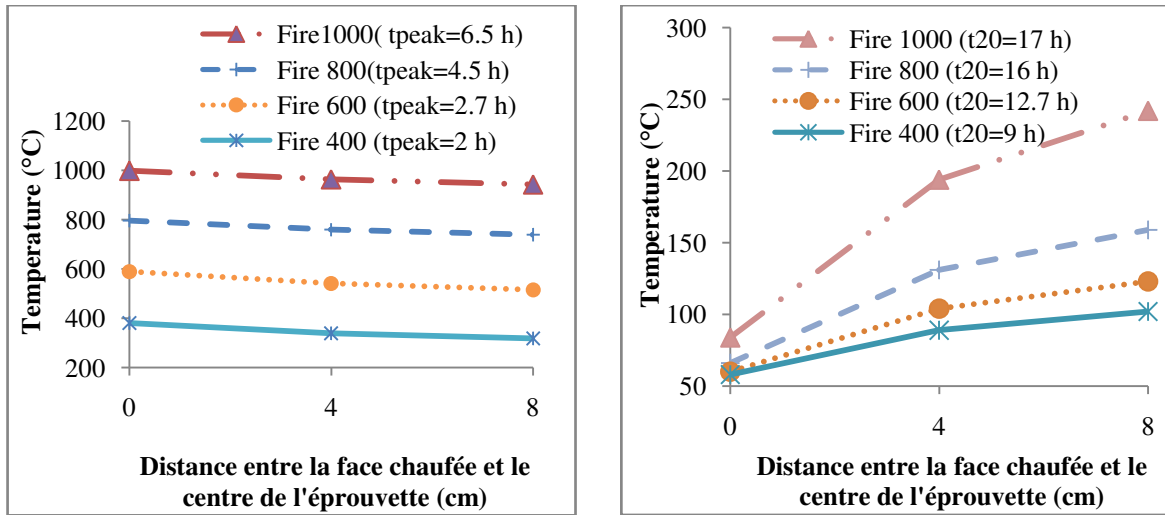
Tableau III.11 Composition chimique des éprouvettes en béton avant et après chauffage

Composants	Titre	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	Cl	PAF
(%) à 20°C	98.86	1.29	0.66	0.65	55.39	0.95	0.66	0.14	0.00	0.00	40.25
(%) à 600°C	94.39	2.19	0.87	0.83	52.88	0.82	0.75	0.17	0.00	0.00	41.49
(%) à 1000°C	94.39	2.44	0.86	0.84	52.88	0.83	0.76	0.15	0.00	0.00	41.23

III.7.3 Mesure des propriétés physiques

III.7.3.1 Evolution des températures dans les éprouvettes

En raison des difficultés expérimentales pour l'évaluation des températures à l'intérieur des éprouvettes, une analyse transitoire non linéaire 2D a été faite à l'aide du logiciel aux éléments finis SAFIR développé par Franssen and Gernay (2017) [8] à l'Université de Liège. La figure III.13 montre la distribution de la température en trois points d'un quart de la section transversale de l'éprouvette en béton exposée à des différents régimes de chauffage jusqu'à 1000°C. Pour le feu de température maximale de 1000°C la température calculée à la surface est environ 998°C à la fin de la phase d'échauffement (voir figure III.13(a)). Il est bien observé sur la figure III.13 (b) qu'en phase de refroidissement la température au centre de l'éprouvette est supérieure à la température en surface externe. Pour un feu de 800°C, la température de pointe est de 159°C au centre du cylindre (distance de 8 cm de la surface exposée) alors que la température de la surface exposée est de 66°C, on remarque que plus la profondeur du béton est grande, plus la montée en température est importante pendant et après la phase de refroidissement, ce phénomène peut être à l'origine de fissures et déformations supplémentaires, même en fin de phase de refroidissement. La figure III.14 montre l'évolution de la température dans un quart de section de l'éprouvette pour un feu de 800°C, on constate que la température de pointe à l'intérieur de la section du béton est souvent atteinte pendant la période de refroidissement.



a) A la fin de la phase d'échauffement

b) A la fin de la phase de refroidissement.

Figure III.13 Evolution de la température à l'intérieur d'un quart de la section de l'éprouvette du béton

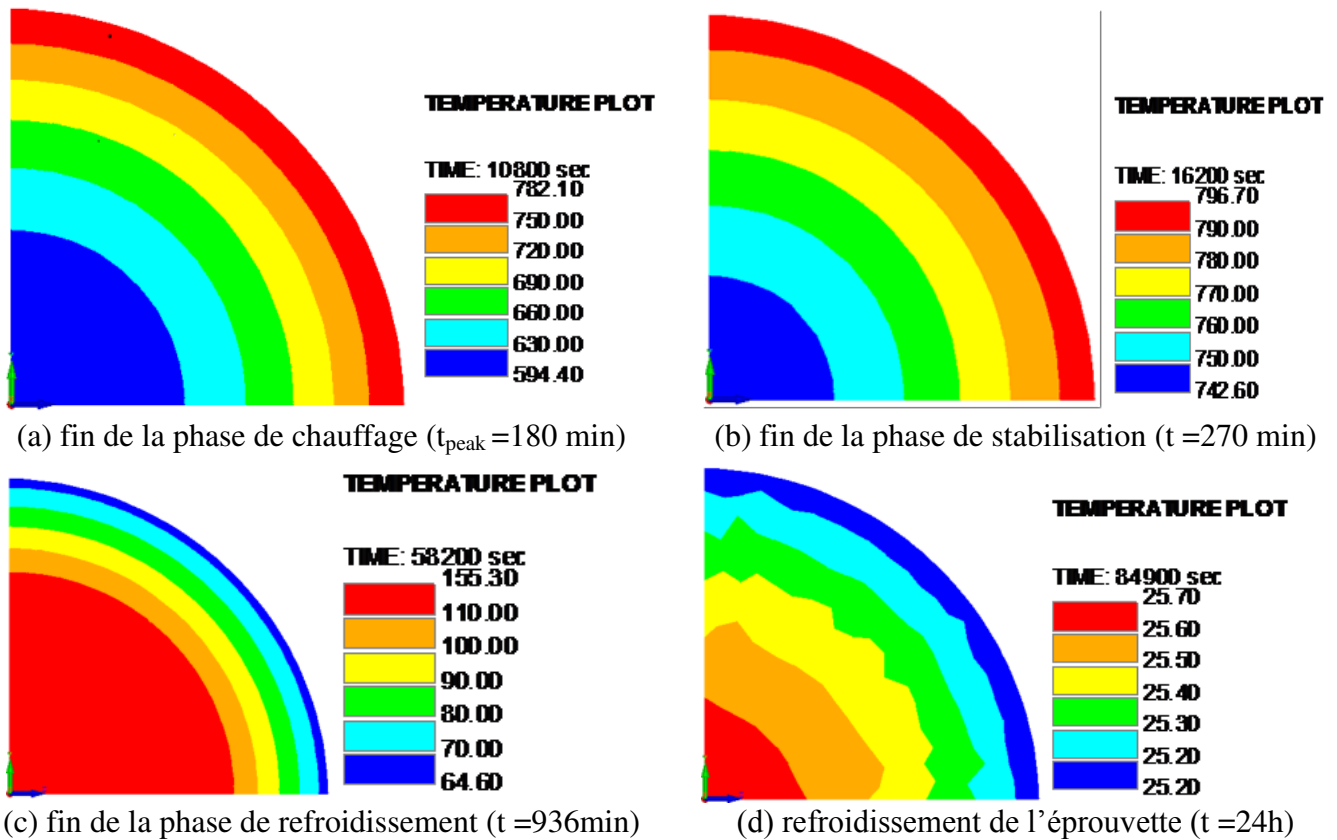


Figure III.14 Evolution des températures dans l'éprouvette pour un feu de 800°C

III.7.3.2 Mesures de la perte de masse

Cette partie consiste à évaluer la quantité de l'eau libre présente dans les matériaux testés, elle permet également d'observer la cinétique du processus de séchage et de déshydratation de ces bétons.

1. Perte de masse durant le séchage à 120°C

Pour évaluer la quantité de l'eau libre présente dans le matériau, les éprouvettes ont été séchées à 120°C dans une étuve durant plusieurs jours jusqu'à stabilisation de leur masse. La cinétique de perte de masse durant le séchage dépend fortement de la taille des échantillons et du type de béton : Béton Ordinaire (BO) et béton de haute performance (BHP), qui est lié à sa structure interne et particulièrement à sa porosité (Hager, I.G (2004) [9]). La perte de masse pour cette phase de séchage est donnée par l'équation Éq. (III.1) :

$$dM = \frac{M_{20} - M_s}{M_{20}} \cdot 100\% \quad (\text{III.1})$$

M_{20} - masse initiale à température ambiante avant le chauffage [kg]

M_s - masse après séchage à 120°C [kg]

dM - Perte de masse [%]

2. Perte de masse après différents des cycles échauffement -refroidissement

Afin de déterminer l'évolution de la perte de masse du béton en fonction de l'évolution des températures après refroidissement, toutes les éprouvettes sont pesées avant et après l'exposition au feu. L'éprouvette est pesée juste après la sortie du four ce qui permet d'éviter une réhydratation éventuelle de l'éprouvette. La perte de masse est calculée par l'Éq. (III.2)

$$dM = \frac{M_{20} - M_r}{M_{20}} \cdot 100\% \quad (\text{III.2})$$

M_{20} - la masse initiale de l'éprouvette à température ambiante avant le chauffage [kg]

M_r - la masse de l'éprouvette après refroidissement [kg].

dM - la perte de masse [%].

3. Résultats et discussion

Les résultats de deux campagnes d'essais : séchage à la température constante de 120°C et la déshydratation après les cycles d'échauffement-refroidissement sont présentés dans le Tableau III.12 et sur la figure III.15.

La perte de masse après étuvage à 120°C est déterminée par la moyenne des pertes de masse de toutes les éprouvettes (27 éprouvettes). La perte de masse après exposition au feu est calculée comme la moyenne de la perte de masse de 03 éprouvettes exposées à chaque cycle d'échauffement – refroidissement (200, 400, 600°C).

L'effet de la température entraîne une suite de dégradations au niveau microstructural qui amènent à une perte de densité du matériau. L'étude de l'évolution de la perte de masse en fonction de la température permet de quantifier la perte d'eau libre et d'eau liée dans le béton.

A. Comparaison de la perte de masse entre les différents bétons confectionnés

1. Séchage à 120°C

Les résultats de la perte de masse durant le séchage à 120°C sont regroupés dans le tableau III.12 avec de très faibles écarts - types et correspondent au rapport du poids après étuvage au poids initial en pourcentage.

Les éprouvettes à base du sable de carrière pour le ciment CEM II (BSCC2) perdent après séchage 4.29 % de leur masse initiale tandis que pour le ciment CEM I (BSCC1) perdent uniquement 0.67 %. Pour les éprouvettes confectionnées avec le même type de ciment CEM II et trois types de sable ont présenté une perte de masse de l'ordre de 4 à 5% (4.29 %, 5.11%, 4.47% respectivement), ces pertes sont dues au départ de l'eau libre se trouvant dans les pores qui a lieu entre 20 et 120°C.

2. Perte de masse après différents cycles échauffement –refroidissement

Les résultats de la perte de masse après différents cycles d'échauffement -refroidissement sont donnés par le Tableau III.12 avec de très faibles écarts - types, L'évolution de la perte de masse en fonction de la température (figure III.15) est liée au type de béton.

Les éprouvettes à base du sable de carrière et ciment CEM II (BSCC2) perdent presque le double (6.16%) par rapport à la masse des éprouvettes à base du sable de carrière et ciment CEM I (3.87%) pour un cycle d'échauffement-refroidissement de 200°C.

Pour ce même cycle et pour le même type de ciment CEM II, les éprouvettes de différents sables perdent presque la même quantité qui est de l'ordre de 6.00%.

Pour les cycles de 400°C et 600°C, les pertes de masse des trois types de béton du ciment CEM II deviennent proches les uns des autres et sont entre 7% et 8%. Pour le béton à base du ciment CEM I, la perte de masse est moins importante, elle est de l'ordre de 4 à 5%.

Pour le cycle de 800°C, la perte de masse est plus importante pour le béton du sable de carrière et un ciment CEM II (10.23%) par rapport au béton du même sable mais avec un ciment CEM I (6.88%), cette valeur est du même ordre par rapport à un béton de CEM II à base du sable d'Oued (7.10%).

D'une façon générale et d'après la figure III.13, on peut conclure que les bétons du même ciment ont le même ordre de valeur de la perte de masse, et que pour le béton à base de ciment CEM II la perte de masse est plus importante que la perte de masse d'un béton à base de ciment CEM I pour un même cycle de chauffage – refroidissement.

Donc, pour la phase, où la température a augmenté de 400 à 600°C, la perte de poids était plus importante en raison de la libération à la fois de gel et d'eau capillaire. Au-delà de 600°C, la perte de poids est presque doublée (Mohammadhosseini et al(2018)) [10].

La principale cause de la perte de densité est la déshydratation de l'eau libre et l'eau chimiquement liée dans les agrégats et ciments. La plus petite diminution peut être observée dans la plage de température de 27°C à 400°C. De plus, une désintégration de la portlandite à 480–560°C et une désintégration des carbonates grossiers et fins ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$) à des températures de 930–960°C accompagnent également la perte de densité (Zhang and Ye 2012) [11]). Pour la température de 600°C à 1000°C, une tendance linéaire de perte de densité est observée par Dvořák and Chobola (2018) [12].

Tableau III.12 Valeurs moyennes de la perte de masse des différents bétons formulés par séchage à 120°C et après différents cycles de chauffage – refroidissement

Type de béton	Ciment CEM II			Ciment CEM I
	BSCC2	BSDC2	BSOC2	BSCC1
Teneur en eau séchage 120°C	4.29 %	5.11 %	4.47 %	0.67 %
Ecart type	0.0035	0.0029	0.0007	0.0007
Perte de masse (Feu 200°C)	6.16 %	5.94 %	6.22 %	3.87 %
Ecart type	0.0009	0.0009	0.0005	0.0123
Perte de masse (Feu 400°C)	6.98 %	7.35 %	6.67 %	4.26 %
Ecart type	0.0056	0.0032	0.0042	0.0028
Perte de masse (Feu 600°C)	8.07 %	7.92 %	6.80 %	5.08 %
Ecart type	0.0214	0.0201	0.0171	0.0302
Perte de masse (Feu 800°C)	10.23 %	8.97	7.1 %	6.88 %
Ecart type	-	-	-	0.0132

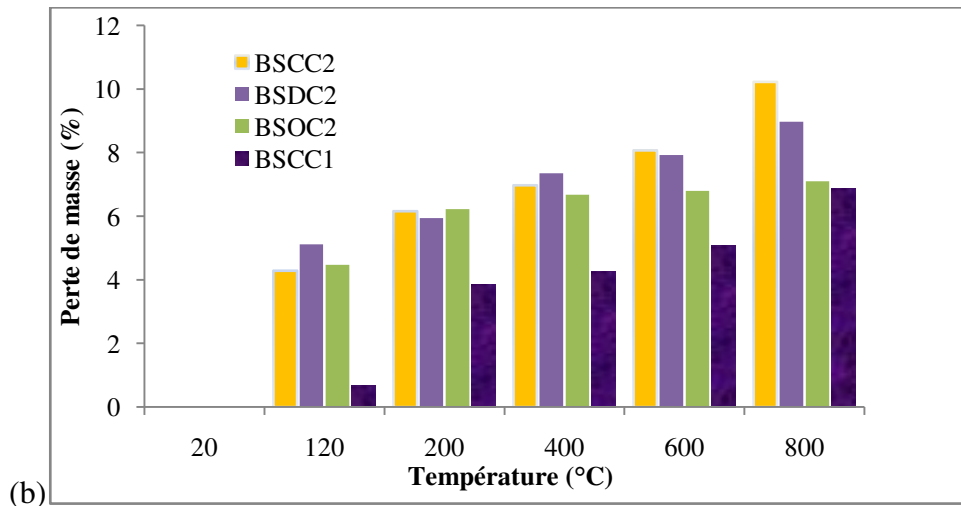
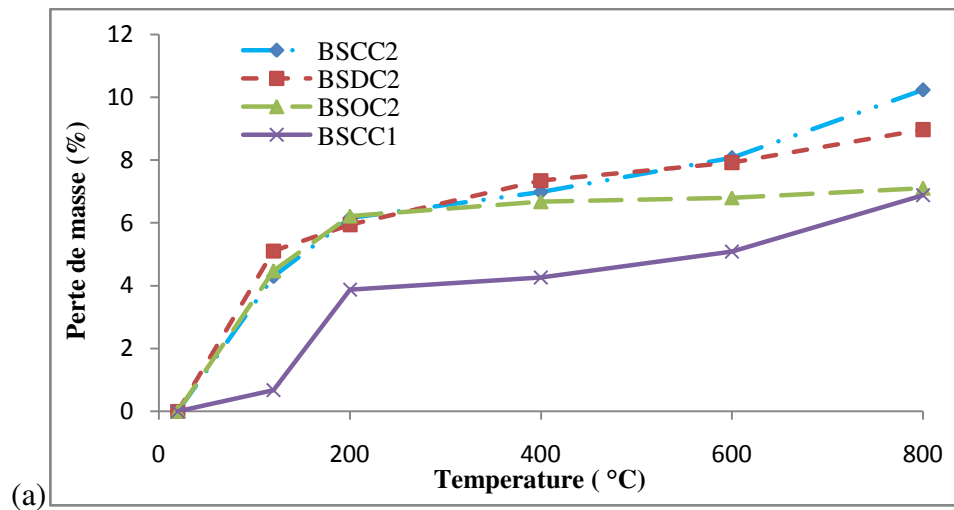


Figure III.15 Evolution de la perte de masse moyenne (a) et (b) des différents bétons en fonction de la température

B. Comparaison de la perte de masse du béton à base de CEM I (BSCC1) avec les résultats de Dvořák and Chobola (2018) [12].

Le tableau III.13 et la figure III.16 représentent la perte de masse du béton BSCC1 comparé à celle obtenue par Dvořák and Chobola (2018) [12] qui ont utilisé la même formulation et la même densité du béton et soumis au même chargement thermique.

Tableau III.13 Valeurs moyennes de la masse des éprouvettes du béton avec un CEM I et à base de sable de carrière (BSCC1) en fonction de la température

Température (°C)	Rapport (M_r/M_{20}) Résultats expérimentaux	Rapport (M_r/M_{20}) Résultats Dvořák and Chobola [12].
20	1	1
200	0.980	0.962
400	0.967	0.942
600	0.961	0.930
800	0.931	0.920
1000	/	0.913
1200		0.893

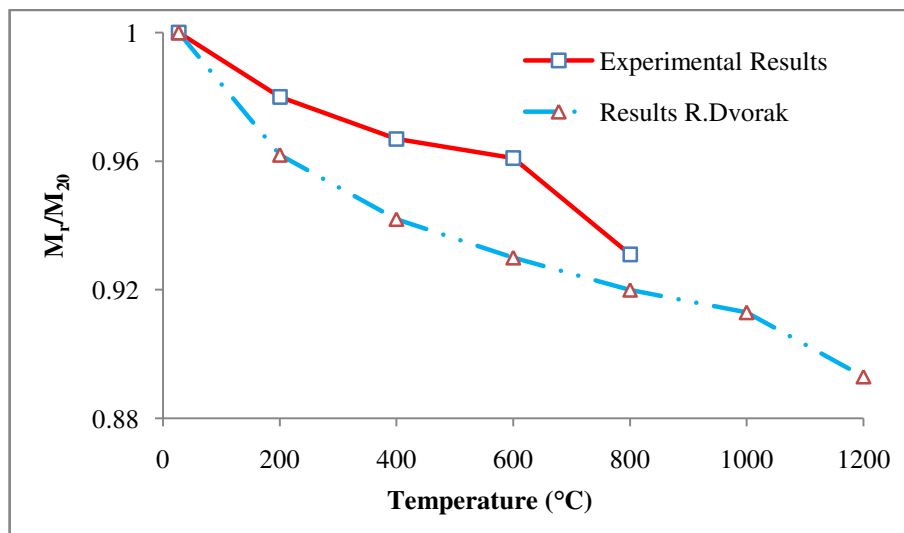


Figure III.16 Evolution du rapport (M_r/M_{20}) en fonction de la température du béton BSCC1.

III.7.4 Mesure des propriétés mécaniques résiduelles

Une deuxième campagne d'expérimentations a été réalisée afin de comparer les propriétés mécaniques résiduelles des quatre bétons : BSCC2, BSDC2, BSOC2 et BSCC1 sous différents cycles échauffement -refroidissement (figure III.11 du paragraphe III.6.2).

Les différentes propriétés mécaniques étudiées sont : la résistance à la compression pour les quatre types de béton, le module d'élasticité statique et dynamique au moyen des essais non destructifs et les Courbes contraintes - déformations pour le béton BSCC1. Les essais sont réalisés au moins sur trois éprouvettes pour chaque cycle de chauffage – refroidissement.

III.7.4.1 Résistance résiduelle à la compression

A. La résistance à la compression des différents bétons confectionnés

Pour chacun des bétons testés et pour chaque cycle de chauffage – refroidissement, nous avons procédé à évaluer la résistance résiduelle à la compression ; trois éprouvettes cylindriques de dimensions 16cmx32cm avec des disques de néoprène montés sur ses extrémités (pour éviter le test de surfaçage des éprouvettes qui est néfaste et déconseillé) selon la norme NF EN 12390-3, la vitesse de chargement appliquée est de 6 kN.s^{-1} jusqu'à la rupture (figure III.17). La charge maximale atteinte est enregistrée et la contrainte de rupture en compression est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_c = (4 * F_{\max}) / \pi D^2 \quad (\text{III.3})$$

F_{\max} : désigne la charge à la rupture en compression et
 D : le diamètre de l'éprouvette.

Le tableau III.14 résume les valeurs absolues et relatives de la résistance résiduelle à la compression des quatre bétons testées (BSCC2, BSDC2, BSOC2 et BSCC1). Chaque valeur est la moyenne de trois éprouvettes avec en général des faibles écart-types.

La figure III.18 illustre l'évolution de la résistance résiduelle (a) et relative (b) à la compression des différentes formulations en fonction de la température du cycle de chauffage-refroidissement.



Figure III.17 Test d'écrasement à la presse des éprouvettes en béton à base de sable d'Oued

A la température ambiante, le béton BSCC1 a une résistance à la compression plus élevée de 6 % par rapport à celle du béton BSCC2, de 30% par rapport à celle du béton BSDC2 et de 23% par rapport à celle du béton BSOC2. En effet, le béton à base de ciment CEM I se

comporte mieux à la compression à température ambiante que le béton à base de ciment CEM II. Pour les bétons du même ciment CEM II et différents sables, on a constaté que le béton à base du sable de carrière a une résistance à la compression plus élevée de 23% que celle du béton à base du sable de dune, de 16% que celle du béton à base du sable d'Oued.

Nous pouvons distinguer globalement deux zones de comportement du béton en fonction de la température. De la température ambiante à 400°C, nous constatons une baisse plus importante de la résistance résiduelle pour le béton de ciment CEM I à base du sable de carrière (26%) que le béton de ciment CEM II à base du sable de carrière (12%). Pour les bétons du même ciment CEM II et différents sables, la baisse la plus importante de la résistance résiduelle a été remarquée pour le béton à base de sable d'Oued (35%).

De 400°C à 600°C, nous avons remarqué une chute très importante de la résistance résiduelle à la compression pour les quatre types de béton, cette perte est comprise entre 50% et 75% de la résistance initiale. En comparant, le comportement des bétons à base de ciment CEM I et CEM II à cet intervalle de température, la perte de résistance du béton à base du CEM I est légèrement supérieure (62.82%) à celle du béton à base du CEM II (54.95%) pour le même type de sable de carrière. Pour les bétons du même ciment CEM II et différents sables, la baisse la plus importante de la résistance résiduelle a été remarquée comme pour les cas précédents au niveau du béton à base de sable d'Oued (74%).

On peut conclure qu'à partir de 600°C, les résistances à la compression des différents bétons testés deviennent faibles. Les résultats obtenus sont confirmés par les études de plusieurs auteurs : Hager (2004) [9], Pliya (2010) [13] et Yermak (2015) [14].

Tableau III.14 Résistance résiduelle à la compression uni-axiale des bétons testés en fonction de la température

Type de béton	Température (°C)	$f_{c,r}$ (MPa)	Ecart-type	$(f_{c,r} / f_{c,20^\circ})$ (%)	Perte de résistance (%)
BSCC2	20	31.23	0.44	100	0
	400	27.30	3.26	87.41	12.59
	600	14.07	1.66	45.05	54.95
BSDC2	20	25.28	1.30	100	0
	400	23.30	1.70	92.16	7.84
	600	8.08	0.20	31.96	68.04
BSOC2	20	26.77	1.07	100	0
	400	17.23	3.80	64.36	35.64
	600	7.00	1.57	26.15	73.85
BSCC1	20	33.05	5.24	100	0
	400	24.42	-	73.88	26.12
	600	12.29	0.41	37.18	62.82

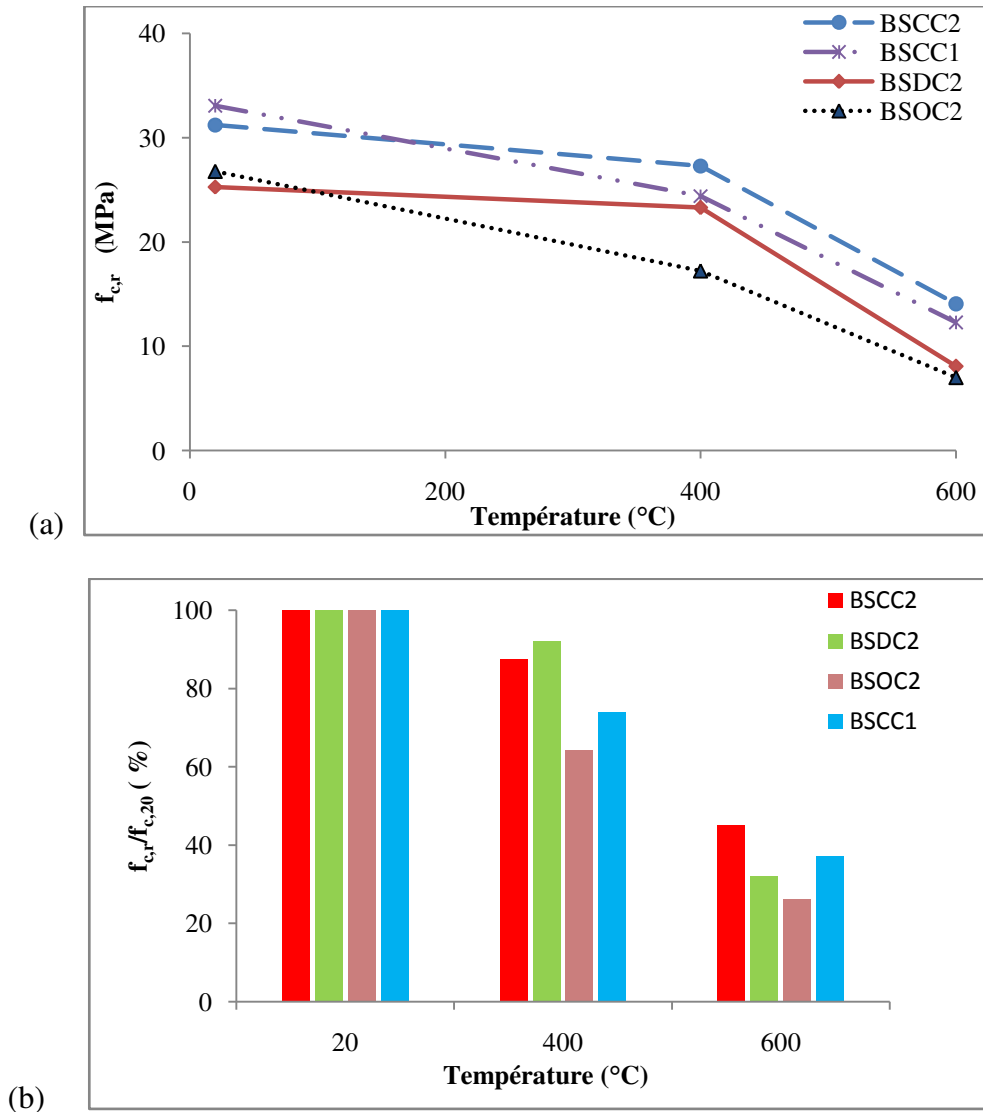


Figure III.18 Evolution de la résistance résiduelle à la compression (a) et relative (b)

B. Etude comparative des résultats obtenus

Cette partie a été consacrée à une étude comparative des résultats obtenus concernant le béton BSCC1 (le béton de référence), qui présente des performances déjà exposées précédemment par rapport aux autres types des bétons étudiés. Cela est confirmé par d'autres études sur le comportement des bétons à haute température en fonction du type de ciment (CEM I et CEM II) telle que l'étude de Klingsch et al (2009) [15]. Les tableaux III.16, III.17 et la figure III.19 regroupent les valeurs moyennes expérimentales de résistances résiduelles et relatives à la compression par rapport à la résistance à la compression initiale à température ambiante et en fonction des températures (200, 400, 600, 800 et 1000°C).

Les résultats expérimentaux ont été comparés à ceux obtenus à partir des modèles de l'Eurocode 4[16], l'Eurocode 2[3b], Li and Franssen (2011) [17] et Chang et al (2006) [18] (voir tableau III.15).

Les résultats ont montré que toutes courbes suivent la même pente jusqu'à 800°C. L'écart observé entre les valeurs des différents modèles est de 6 % pour la température de 600°C.

Après chauffage jusqu'à 200°C, la perte de la résistance à la compression du béton (BSCC1) était de 17,43%, tandis que pour les autres modèles, elle a varié de 10 à 13%, cette perte de résistance pourrait être attribuée à la perte d'humidité initiale dans le mélange de béton (la vaporisation d'eau libre), la perte de résistance à la compression n'était pas significative jusqu'à 200°C. Cependant, la perte de résistance pour 400, 600 et 800°C a été de 26%, 63% et 85%, respectivement pour le béton (BSCC1), pour les modèles présentés, elle a été comprise entre 35% à 400°C et 90% à 800°C, on peut remarquer qu'elle a fortement chuté à 400°C, cela a été dû à une perte d'eau totale, de plus, au-delà de 400°C, la perte de résistance à la compression est devenue plus importante avec l'augmentation de la température des éprouvettes. La dégradation constante de la résistance à la compression pourrait résulter d'une lente évaporation de l'eau liée chimiquement en raison du processus de désintégration et de déshydratation du gel C-S-H et de la décomposition du Ca(OH)₂, qui se produisent à des températures supérieures à 400°C en béton (Kalifa et al(2001) [19]). Les résultats de la figure III.18 montrent que :

Les résultats expérimentaux sont en bon accord avec le modèle analytique proposé par Chang et al. (2006) [18], pour le modèle Eurocode, les résultats montrent une légère différence pour des températures supérieures à 400°C. Il convient de mentionner que la courbe donnée par l'EN 1994-1-2 [16] sur la figure III.19 représente le comportement du béton après refroidissement, ce modèle présente une perte additionnelle de l'ordre de 10% de la résistance obtenue à la fin de la phase d'échauffement et il existe également des indications qui montrent que cette perte additionnelle est bien plus importante (Li and Franssen (2011) [17]).

Comme il est présenté dans le tableau III.17, ces pertes supplémentaires de résistance survenues pendant et après la phase de refroidissement étaient significativement supérieures à 10% de la résistance proposée à la température maximale dans l'EN 1994-1-2 [16]. Elles pourraient atteindre 20% de la résistance à la compression initiale pour des températures d'environ 400°C.

Tableau III.15 Formules de la résistance des modèles utilisés pour la comparaison

Modèles	Résistance résiduelle à la compression aux hautes températures
Chang et al (2006) [18]	$f'_{cr}/f'_c = 1.008 + \frac{T}{450 \ln(5800/T)} \quad ; \quad 20^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad \text{Eq. (1)}$ <p>Ou plus simplement :</p> $f'_{cr}/f'_c = \begin{cases} 1.01 - 0.00055T & ; 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.05 - 0.00125T & ; 200^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{Eq. (2)}$
Modèle de Li and Franssen (2011) [17]	$\delta = \begin{cases} \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \left(\frac{T_{max} - 20}{480} \right) ; 20^\circ\text{C} \leq T_{max} < 500^\circ\text{C} \\ \frac{f_c(T_{max}) - f_{res}(T_{max})}{f_c(20)} = 0.2 \left(\frac{900 - T_{max}}{400} \right) ; 500^\circ\text{C} \leq T_{max} \leq 900^\circ\text{C} \end{cases}$ <p>δ: Le taux de la réduction de la résistance après refroidissement. Tableau 1: La résistance relative à hautes températures et après refroidissement à la température ambiante (Colonne 3 Test Résiduel)</p>

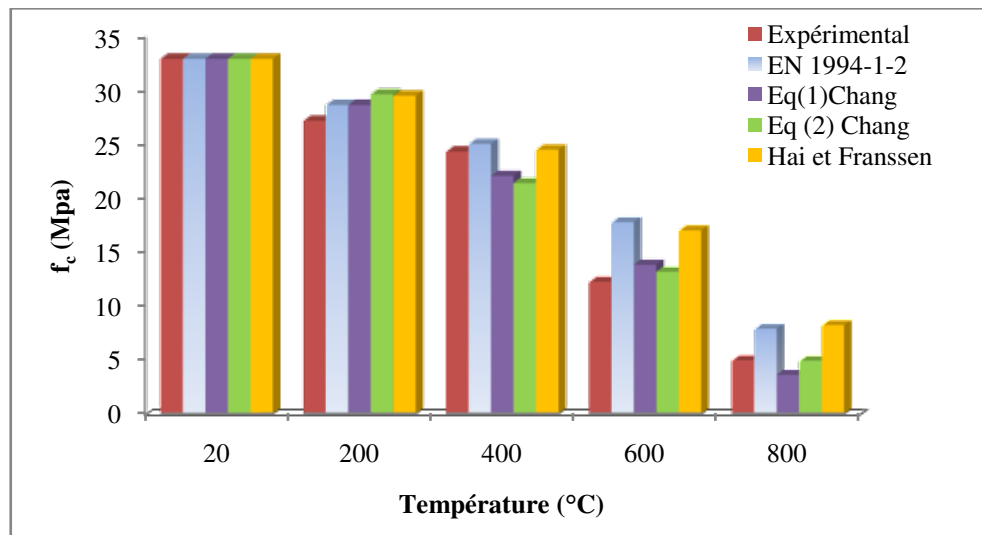
Modèle EN 1994-1-2 (2005) [16] Annexe C	$f_{c,\theta,20^{\circ}C} = \varphi f_c$ (C.1)
	$20^{\circ}C \leq \theta_{max} < 100^{\circ}C$ $\varphi = k_{c,\theta_{max}}$ (C.2)
	$100^{\circ}C \leq \theta_{max} < 300^{\circ}C$ $\varphi = 0.95 - [0.185(\theta_{max} - 100)/200]$ (C.3)
	$\theta_{max} \geq 300^{\circ}C$ $\varphi = 0.9 k_{c,\theta_{max}}$ (C.4)
Note: Le facteur de réduction ($k_{c,\theta_{max}}$) est pris selon 3. 2. 2 (4).	
Modèle EN 1992-1-2 (2004) [3b]	Colonne 5 du tableau 3.1 : 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.

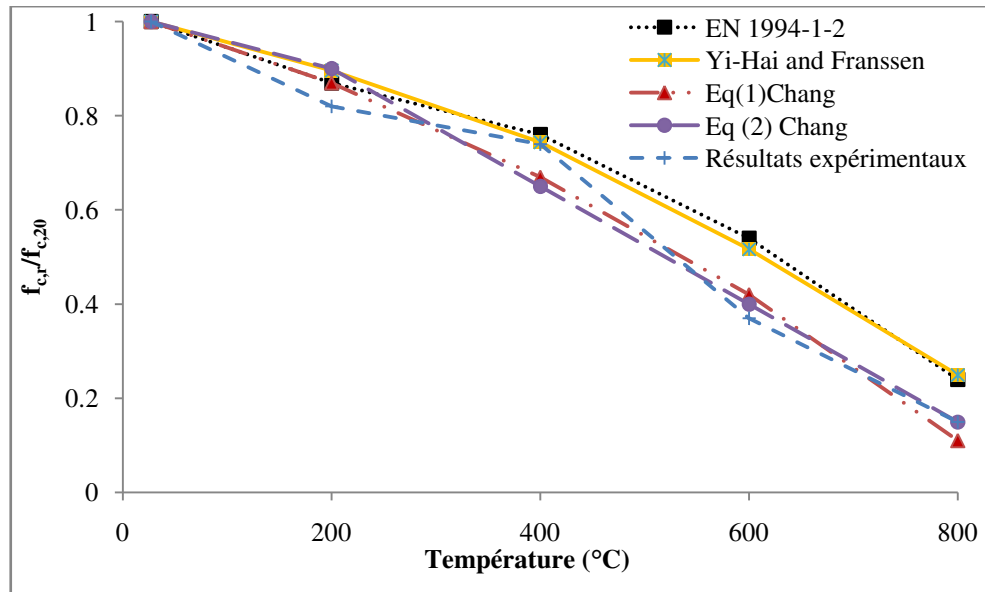
Tableau III.16 Réduction de la valeur moyenne de ($f_{c,r}$) du béton (BSCC1)

Valeur moy ($f_{c,20}$) [MPa]	Temp [°C]	($f_{c,r}$) moy [MPa]	($f_{c,r}/f_{c,20}$)	Perte de (%)
33.05	200	27.28	0.82	17.43
	400	24.42	0.74	26.09
	600	12.29	0.37	62.79
	800	4.98	0.15	84.91
	1000	-	-	-

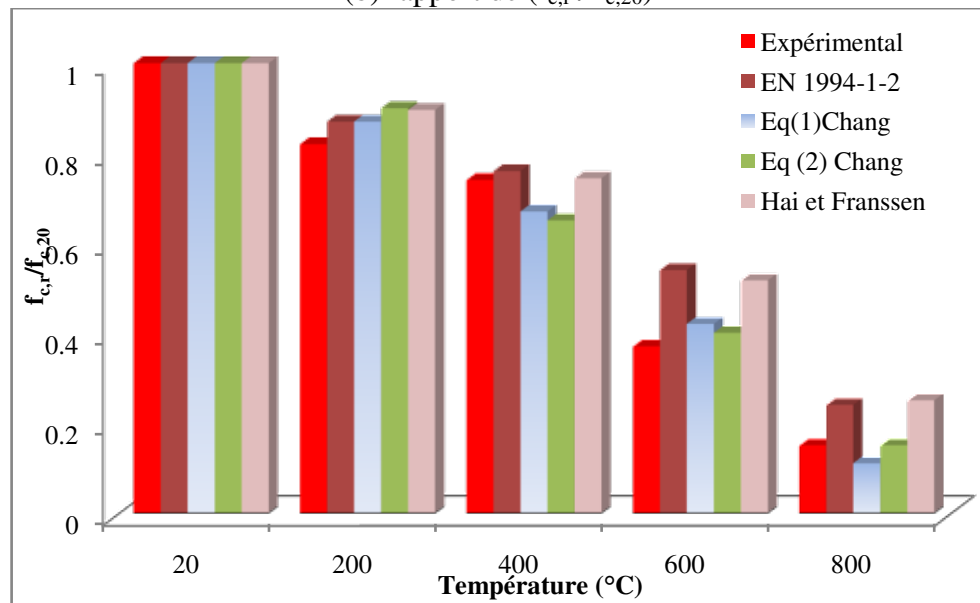
Tableau III.17 Comparaison des résultats de la valeur Moyenne de ($f_{c,r}$) du béton (BSCC1) et ceux d'autres modèles

T (°C)	f_c	($f_{c,r}/f_{c,20}$) résultats obtenus	($f_{c,r}$) accord avec [16] [MPa]	($f_{c,r}/f_{c,20}$) accord avec [16]	($f_{c,r}/f_{c,20}$) par [17]	($f_{c,r}/f_{c,20}$) de Eq.1 par [18]	($f_{c,r}/f_{c,20}$) de Eq.2 par [18]	Ecart-type (%)
200		0.82	28.75	0,87	0.896	0.87	0.9	2.85
400		0.74	25.12	0,76	0.744	0.67	0.65	4.40
600		0.37	17.84	0,54	0.517	0.42	0.4	6.69
800		0.15	7.93	0,24	0.25	0.11	0.15	5.51
1000		/	1.65	0,05	/	/	/	2.85

(a) résistance résiduelle ($f_{c,r}$)



(b) rapport de ($f_{c,r} / f_{c,20}$)



(c) Rapport de ($f_{c,r} / f_{c,20}$)

Figure III.19 Comparaison des résultats de ($f_{c,r}/f_{c,20}$) du béton (BSCC1) avec d'autres modèles

III.7.4.2 Courbes contrainte-déformation post-incendie

La figure III.20 présente une comparaison entre les courbes contrainte-déformation du béton (BSCC1) obtenues après différents cycles d'échauffement - refroidissement pour différents niveaux de température, la figure comprend aussi la courbe contrainte-déformation de résistance à froid. On constate qu'après refroidissement, la pente des courbes est monotone.

Les résultats des tests à des niveaux de température de 600°C ou 800°C, après avoir atteint le niveau de température maximum, la perte de résistance pendant et après le refroidissement est jugée très importante comme c'est montré sur la figure.

Le changement des courbes de contrainte-déformation est dû principalement à la température

maximale durant la phase du chauffage. Tandis qu'au stade résiduel, la courbe montre un point d'inflexion. Cet effet augmente avec l'augmentation de la température maximale et la vitesse de refroidissement, respectivement. Ceci est dû à la perte de liaison entre les granulats et la matrice du ciment lors du refroidissement (Klingsch et al (2009) [15]).

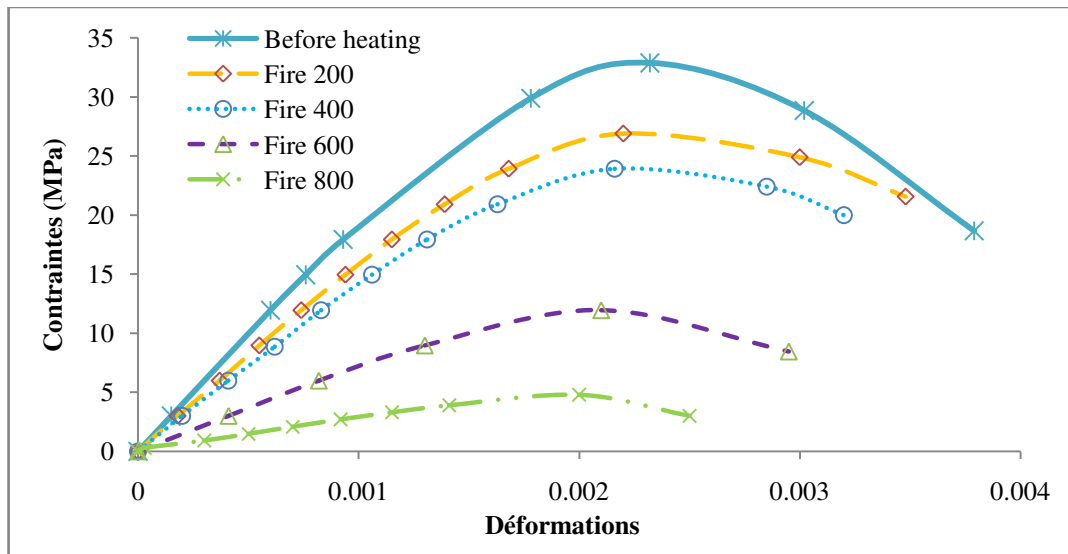


Figure III.20 Diagrammes Post-incendie Contraintes déformations du béton (BSCC1)

III.7.4.3 Tests Non Destructifs (TND)

Les TND sont utilisés en génie civil pour contrôler les nouvelles structures et d'évaluer le niveau d'endommagement des anciennes structures (Breysse et al (2009) [20]), ils sont des techniques efficaces de détection des changements chimiques et physiques et des dommages dans le béton ainsi que pour déterminer la résistance sans endommager la structure, il s'agit d'un processus simple et sûr. Dans cette étude, deux méthodes d'essai non destructives ont été utilisées pour évaluer la résistance à la compression du béton. Ces deux méthodes étaient la méthode non destructive la plus utilisée, à savoir la méthode du marteau à rebond (dureté de la surface par scléromètre) et la méthode par ultrasons (Vitesse de propagation des impulsions des ultrasons), ces deux méthodes seront expliquées dans les sous-sections suivantes. Les échantillons de notre béton de référence (BSCC1) ont été testés par l'appareil requis avant (6 éprouvettes pour chaque test des deux) et après exposition à des cycles d'échauffement-refroidissement (9 éprouvettes en moyenne pour chaque cycle d'échauffement pour le test ultrasonique).

A. Test de dureté de la surface du béton

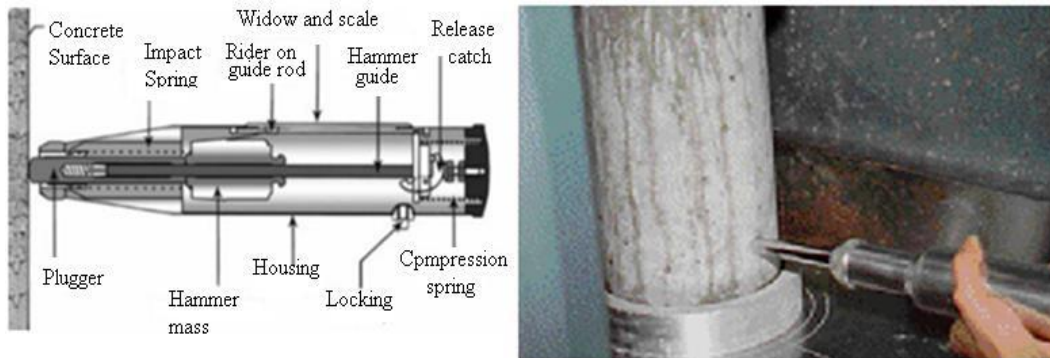
Pour ce test, le scléromètre à béton Original Schmidt modèle N a été utilisé conformément à la NA 2786 (EN 12504-2) (figure III.21). Le nombre de rebondissements (R) est mesuré en 5 points avec un espacement de 20mm à chaque surface de l'échantillon. La valeur moyenne de (R) est indiquée.

L'essai au marteau de Schmidt est basé sur le principe que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle elle heurte, et dans ce cas fournira des informations sur une couche de surface de béton définie comme ne dépassant pas 30 mm de

profondeur. De nombreux facteurs influencent les résultats des essais, notamment le type et la teneur du ciment, le type d'agrégat grossier, la masse de l'élément et son degré de compactage, le type de surface, l'âge, le taux de durcissement, le type de durcissement, la carbonatation de la surface, l'état d'humidité, l'état de contrainte de l'élément et température ambiante. L'essai est mieux utilisé pour évaluer la qualité relative du béton et aucune relation unique n'existe entre le nombre de rebond, obtenu à partir de l'essai, et la résistance à la compression du béton (Bungey and Millard (1996) [21].



(a) scléromètre utilisé



(b) schéma détaillé des composants d'un scléromètre type.

Figure III.21 Détail d'un scléromètre

Le tableau III.18 donne les valeurs de référence du nombre de rebondissement pour juger la qualité d'un béton (Arya and Agarwal, 2007) [22], Les résultats obtenus pour le nombre rebondissements (R) des échantillons du béton BSCC1 sont présentés dans le tableau III.19 et la figure III.22. Il est clair que l'augmentation de la température avait considérablement réduit les résultats du nombre de rebondissement surtout dans l'intervalle de 20°C à 600°C où la perte a été de 21% , à partir de 600°C la perte de nombre de rebondissement a été un peu ralentit.

Dans certains cas, le nombre de rebondissement était trop faible pour être enregistré par le marteau. Certaines des lectures enregistrées après chauffage sont d'une validité discutable puisque Bungey and Millard [21] ont déclaré que le marteau de Schmidt est le plus approprié

pour estimer les résistances du béton dans la plage de 200 à 600 kg / cm², correspondant à des nombres de rebondissement entre 20 et 60 environ. Ils ont ajouté que si la résistance du béton est comprise entre 50 et 250 kg / cm², il est alors recommandé d'utiliser un marteau à rebond de type pendule.

Tableau III.18 Valeurs de référence du nombre de rebondissement [22]

Moyenne du nombre de rebondissement	Qualité du béton
Supérieures à 40	Excellent
de 30 à 40	Généralement bon
de 20 à 30	acceptable
Moins de 20	Généralement médiocre
0	Très médiocre

Tableau III.19 Variation des valeurs moyennes du nombre de rebondissement du béton (BSCC1) en fonction de la température

Nombre de rebondissement (R)			
Température (°C)	Valeur moyenne	Ecart -type	Perte (%)
à 20	29	2.89	0
à 600	23	0.94	21
à 800	20	0	31

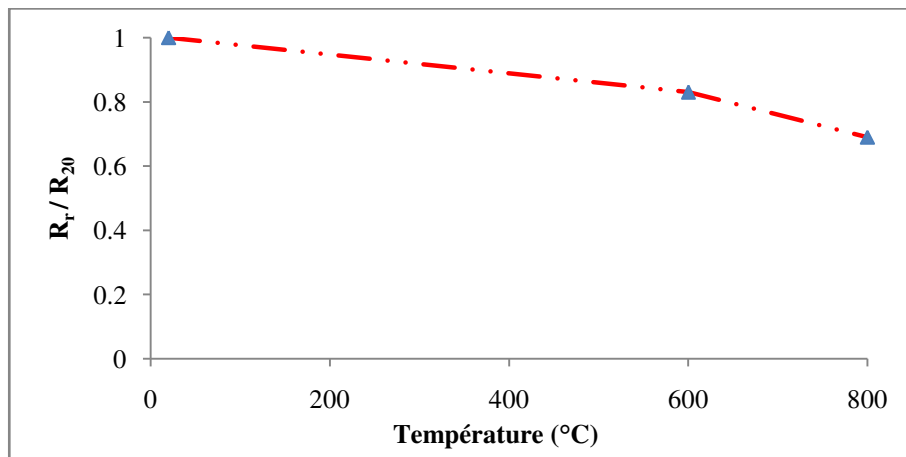


Figure III.22 Évolution de l'indice de rebondissement relatif en fonction de la température du béton BSCC1

B. Vitesse de propagation des impulsions des ultrasons (UPV)

Les mesures de la vitesse de propagation des impulsions des ultrasons (UPV) sont l'une des différentes méthodes d'essais non destructifs utilisées pour évaluer l'intégrité du béton et plus généralement le niveau d'endommagement du matériau. En particulier, la vitesse du son dans le béton est un indicateur de dommage thermique de haute qualité, en raison de sa sensibilité à tout changement du module d'Young. En effet, l'évolution du module d'élasticité du fait de

l'échauffement est progressive, avec une diminution quasi-linéaire provenant de la décomposition de la portlandite et de la déshydratation du gel CSH, mais aussi de l'incompatibilité thermique entre les granulats (qui se dilatent) et la pâte de ciment (qui subit d'abord un rétrécissement et se dilate plus tard). De plus, il est bien connu que la vitesse du son dans le béton dépend fortement de sa teneur en humidité. Pendant le processus de chauffage, l'humidité est progressivement expulsée du matériau. L'ordre dans lequel l'eau est retirée du béton chauffé dépend de l'énergie qui lie l'eau et la fraction solide. Ainsi, l'eau libre s'évapore en premier, suivie de l'eau capillaire, de l'eau liée physiquement et de l'eau liée chimiquement. Le processus d'élimination de l'eau liée chimiquement (qui fait partie des hydrates de ciment) est le dernier à se produire. Dans l'ensemble, l'expulsion d'eau due à la déshydratation et à l'échauffement affecte fortement la vitesse du son.

Lorsque le béton est exposé à un incendie, l'augmentation de la température dans les couches plus profondes du matériau est plutôt lente et progressive. En raison de sa lenteur (en raison de la diffusivité thermique plutôt faible du béton), ce processus produit des gradients de température importants entre les couches externes et les couches internes de toute structure de béton donnée (c'est-à-dire entre la surface et le noyau). La technique de l'UPV peut également être appliquée pour déterminer la qualité réduite du béton au moyen de techniques indirectes ou directes sur noyaux ([23, 24] et [24], respectivement).

Connaissant la vitesse acoustique dans l'éprouvette testée selon NA 5027, ainsi que sa densité et son diamètre et en utilisant la valeur appropriée du coefficient de Poisson qui est un paramètre important, nous pouvons estimer le module d'élasticité dynamique dans les deux situations, avant et après feu avec de la même manière, le module statique, la résistance à la compression résiduelle ($f_{c,r}$) et la résistance à la traction résiduelle ($F_{t,r}$) seront déterminés.

Le tableau III.20 donne les valeurs de référence de l'UPV pour juger la qualité d'un béton (Nwidi, I. C. (2019)) [25], le tableau III.21 et la figure III.23 présentent l'évolution de l'UPV des éprouvettes en béton (BSCC1) exposées aux températures désignées et présentent une comparaison des facteurs de réduction de l'UPV après refroidissement, il est clair que les vitesses des impulsions baisse avec l'augmentation de la température, ces résultats corroborent ceux de (Chung et al, 1985[26], Suhaendi, 2006[27], Hachemi, 2015[28], Morz et al, 2017[29] et Rahmani, H. 2019 [30])

À température ambiante, les valeurs d'UPV des éprouvettes de béton se situaient entre 4.574 et 4.644 Km/s, ce qui était excellent en termes de qualité du béton, tandis que des valeurs UPV inférieures entre 4.000 et 4.100 Km/s ont été enregistrées à des températures de 200°C à 400°C. Cependant, pour les températures supérieures à 400°C, les valeurs d'UPV enregistrées pour le béton ont chuté de manière significative et indiquent que la qualité de notre béton était devenue très médiocre.

On remarque que ces essais interprètent le comportement des bétons soumis à haute température puisque la vitesse des ondes soniques diminue avec l'augmentation de la température.

En observant l'ensemble des résultats de la vitesse des ondes sonores résiduelles, il est possible de diviser son évolution en deux domaines. Le premier domaine situé entre la

température ambiante et 400°C, on avait remarqué une diminution modérée de la vitesse des ondes sonores, la perte de vitesse relative ne dépasse pas approximativement 11% de leurs vitesses initiales. Ce phénomène peut être expliqué par l'apparition des fissures.

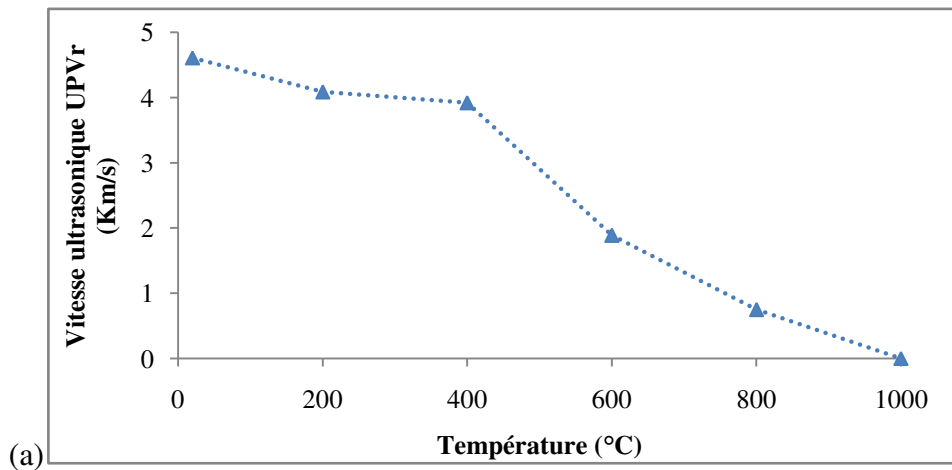
Le second domaine, situé après 400°C, a montré une diminution de la vitesse des ondes sonores avec l'élévation de la température. Celle-ci est due à la fois à la dégradation de la matrice cimentaire et des granulats. Elle montre également l'importance de la coalescence des fissures sur la baisse de la vitesse des ondes sonores des bétons. La perte des vitesses des ondes sonores devenait importante et dépassait les 50% et arrivait 80% pour la température de 800°C et plus.

Tableau III.20 Valeurs de référence de V [25]

Vitesse (V) en m/s	Qualité du béton
Supérieures à 4570	Excellent
De 3660 à 4570	Généralement bon
De 3050 à 3660	acceptable
De 2130 à 3050	Généralement médiocre
Moins de 2130	Très médiocre

Tableau III.21 Variation des valeurs de (V) du béton BSCC1 en fonction de la température

T [°C]	Valeur moyenne (V) [Km/s]	Ecart-type	La perte de (V) (%)
20	4.608	0.033	0
200	4.086	0.063	11.32
400	3.918	0.040	15
600	1.888	0.141	59.00
800	0.750	0.022	84
1000	Non mesurable		100



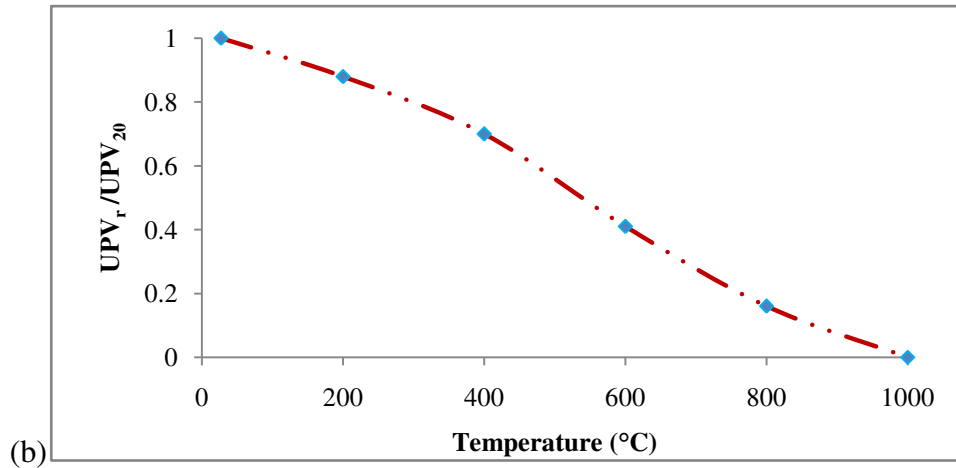


Figure 3.23 Evolution (a) de la vitesse UPV et (b) relative du béton testé

III.7.4.4 Détermination du module d'élasticité statique résiduel par le test UPV

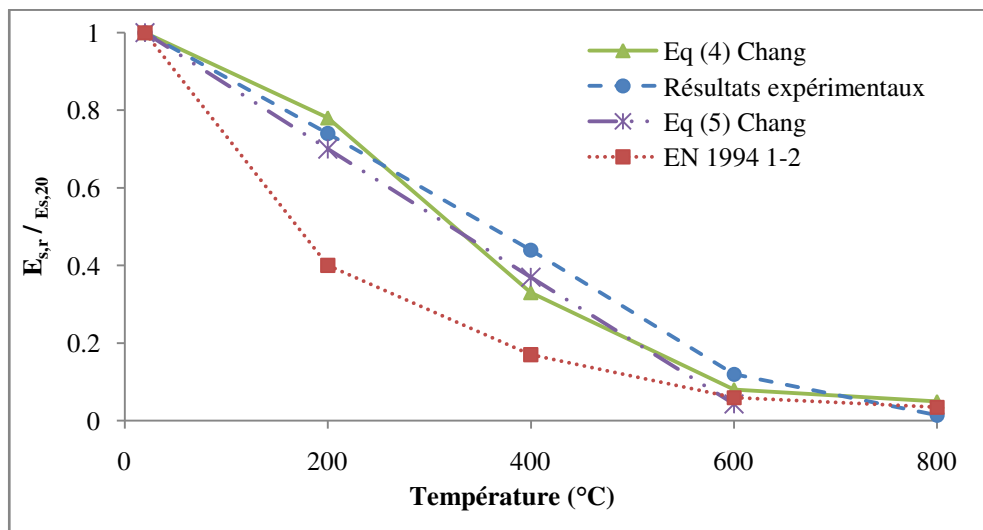
La vitesse d'une onde sonore propagée à travers le matériau est fortement affectée par sa rigidité, les relations entre la valeur de la vitesse du son (V) et le module d'élasticité statique sont évidentes et l'erreur d'évaluation de (E_s) sur la base de la vitesse du son est minimisée et semble fournir la méthode la plus fiable pour l'évaluation non destructive du module d'élasticité résiduel ($E_{s,r}$) pour le béton endommagé thermiquement. Cette hypothèse est confirmée par Mróz and Hager (2017) [29], la courbe de régression ($R^2 > 0.97$) proposée par [29] est une fonction de puissance qui semble donner des résultats fiables pour le module d'élasticité statique résiduel ($E_{s,r}$) pour tous les bétons testés, quelle que soit leur composition. Les résultats obtenus pour le béton (BSCC1) en utilisant la formule 10 proposée par [29] pour ($E_{s,r}$) sont comparés aux valeurs obtenues à partir de l'EN 1994-1-2 [16] et de l'Eq.(4) et l'Eq.(5) données par Chang et al (2006) [18] comme, il est indiqué dans les tableaux III.22, III.23 et la figure III.24, qui sont en bon accord avec ces résultats et qui montrent que le module d'élasticité statique diminue avec l'augmentation de la température.

Tableau III.22 Formules du module statique (E_s) des modèles utilisés pour la comparaison

Références	Le module d'élasticité statique (E_s)
La formule 10 proposée par Mróz and Hager(2017) [29]	$E_T (V_T) = 988(V_T)^{2.33}$ formule (10)
Les équations (4) et (5) de Chang et al (2006) [18].	$E_{cr}/E_c = \begin{cases} -0.00165T + 1.033 & 20^\circ\text{C} < T \leq 125^\circ\text{C} \\ \frac{1}{1.2+18(0.0015T)^{4.5}} & 125^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \end{cases}$ Eq. (4)
	$E_{cr}/E_c = -0.00165T + 1.033$ $20^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C}$ Eq. (5)

Tableau III.23 Moyenne de ($E_{s,r}$) du béton BSCC1 et comparaison avec d'autres études

T(°C)	(V)[km/s]	($E_{s,r}/E_{s,20}$) résultats expérimentaux	($E_{s,r}/E_{s,20}$) Par [16]	($E_{s,r}/E_{s,20}$) d'Eq. 4 [18]	($E_{s,r}/E_{s,20}$) d' Eq. 5 [18]
20	4.600	1	1	1	1
200	4.050	0.74	0.40	0.78	0.70
400	3.250	0.44	0.17	0.33	0.37
600	1.900	0.12	0.06	0.08	0.043
800	0.750	0.014	0.035	0.05	Non mesurable

**Figure III.24** Evolution du ($E_{s,r}/E_{s,20}$) du béton BSCC1 en fonction de la température

III.7.4.5 Détermination du module d'élasticité dynamique résiduel par le test UPV

Le module d'élasticité dynamique du béton a été déterminé en libérant une impulsion ultrasonique à travers l'éprouvette de béton et a été évalué à partir de l'Eq. (2) donnée par Toric et al. (2013) [31], comme il est indiqué dans le tableau III. 24, et qui est en fonction de la vitesse (V en m/s), la densité du béton (ρ en kg/m^3) et le coefficient de Poisson ($\mu_d = 0,2$).

Le tableau III.25 et la figure III.25, montrent les résultats expérimentaux du module d'élasticité dynamique résiduel ($E_{c,r}$) pour le béton (BSCC1) qui sont comparés à ceux obtenus à partir de l'EN 1994-1-2[16] et aux résultats de Dvorak and Chobola (2018) [12] et qui sont en bon accord. Selon les études, des changements mécaniques peuvent être observés à travers le module d'élasticité dynamique ($E_{c,r}$), les ensembles de référence ont atteint un module de 44 GPa, et à partir de ce point, le mélange conçu a montré une diminution du module d'élasticité dynamique ($E_{c,r}$) mesuré pour des températures plus élevées. La première diminution significative du ($E_{c,r}$) s'est produite entre 400 et 600°C, de 29 GPa à 14 GPa. À partir de 600°C, la tendance à la baisse est similaire et la valeur mesurée la plus basse est de 1 GPa pour une température de 1000°C. À cette température, les éprouvettes avaient les propriétés physiques-mécaniques mesurées les plus faibles (Dvorak and Chobola (2018)

[12]), les mêmes résultats ont été observés dans les tests destructifs déjà illustrés par la figure III.18.

Tableau III.24 Formule de $(E_{c,T})$ utilisée pour le calcul des résultats expérimentaux en fonction de l'UPV

Equation utilisée par Toric et al. (2013) [31]	$E_{c,T} = \frac{v^2 \rho (1 + \mu_d) \rho (1 - 2\mu_d)}{(1 - \mu_d)}$	Eq. (2)
--	--	---------

Tableau III.25 Evolution de $(E_{c,r})$ en fonction de la température

Temp (°C)	Valeur moyenne (V) [m/s]	$(E_{c,r} / E_{c,20})$ Eq. 2 par [31]	$(E_{c,r} / E_{c,20})$ par [12]	$(E_{c,r} / E_{c,20})$ [16]
20	4600	1	1	1
200	4050	0.77	0.82	0.45
400	3250	0.50	0.65	0.22
600	1900	0.17	0.32	0.08
800	750	0.02	0.09	-
1000	-	-	0.022	-
1200	-	-	0.07	-

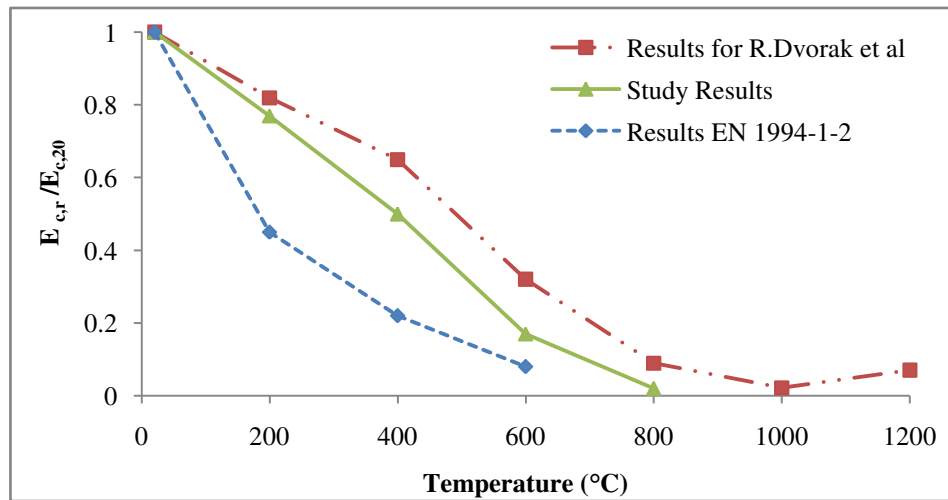


Figure III.25 Evolution du $(E_{c,r} / E_{c,20})$ du béton BSCC1 en fonction de la température

III.8 Conclusions

Une analyse de l'évolution en fonction de la température des propriétés physiques et du comportement mécanique résiduel a été présentée dans ce chapitre. Quatre bétons ont fait l'objet de l'étude : le béton BSCC1, le béton BSCC2, le béton BSDC2 et le béton BSOC2. Les bétons ont été soumis à des cycles de chauffage et refroidissement à vitesse de chauffage (3 à 8°C/min) avec un palier d'une heure et demi de stabilisation suivi d'un refroidissement à une vitesse de 1°C/min. Une première campagne d'essais avait pour objectif l'étude de l'influence

des différents sables et ciments sur l'évolution des propriétés physico-mécaniques des bétons. Les températures cibles pour cette étude sont les suivantes : 400°C et 600°C. Une deuxième campagne d'essais a eu pour but de comparer les performances mécaniques résiduelles du béton en considérant un béton de référence (BSCC1). Les feux appliqués ont des températures maximales de 200, 400, 600, 800 et 1000°C respectivement.

Il est important de signaler que le phénomène d'écaillage n'a pas été remarqué lors du chauffage à vitesse de 4- 8°C/min.

Les quatre bétons testés possèdent le même rapport E/C, le même volume de pâte et la même ouvrabilité d'un béton frais (Classe S2). A température ambiante, les propriétés du béton à base CEM I et à base de CEM II présentent des caractéristiques physiques et mécaniques un peu différentes. De manière générale, les propriétés mécaniques du béton BSCC1 à base du ciment CEM I sont plus élevées que celles des bétons à base du ciment CEM II.

La diminution de la masse du béton en fonction de la température a été déterminée. La perte de masse des trois bétons à base de ciment CEM II est supérieure à celle du béton à base de ciment CEM I, l'impact de la température élevée sur la perte de masse après refroidissement n'est pas considérable.

Les propriétés mécaniques du béton à base de ciment CEM I sont plus élevées que celles des bétons à base de ciment CEM II à température ambiante. Les pertes de résistance après refroidissement sont moins élevées d'environ 10% pour le béton à base de ciment CEM II par rapport au béton à base de CEM I jusqu'à 600°C.

La résistance résiduelle à la compression n'a pas été considérablement affectée par la température jusqu'à 400°C. Pour 200°C, la résistance à la compression résiduelle était d'environ 83% de la valeur initiale. La réduction de la résistance résiduelle soumise à une exposition au feu de 800°C a été significativement affectée; la réduction de la résistance à la compression était d'environ 85% par rapport à la valeur initiale. À 1000°C d'exposition, des fissures importantes et altérations après refroidissement ont été observées sur les éprouvettes du béton.

Les mêmes valeurs de réduction ont été obtenues par la méthode UPV, les résultats du test ont montré que le test de l'UPV peut être utilisé avec succès afin de vérifier la cohérence des structures endommagées par le feu. Ce test s'avère être un outil efficace pour évaluer le degré d'endommagement des structures en béton exposées à des températures élevées.

La réduction des valeurs de module d'élasticité statique et dynamique est plus importante que dans la résistance à la compression. La réduction du module élastique à 800°C était d'environ 98%. Les résultats obtenus pour la résistance résiduelle et du module d'élasticité ont montré un bon accord avec les résultats expérimentaux et analytiques donnés par d'autres recherches examinées.

Les valeurs de la résistance résiduelle à la compression obtenues seront implémentées dans la modélisation du comportement des voiles exposés au feu sous charges verticales et horizontales qui seront étudiés dans le chapitre IV.

CHAPITRE IV

ETUDE DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES VOILES EXPOSÉS AU FEU NATUREL

Le travail développé dans ce chapitre vise à analyser les voiles en béton armé soumis au feu naturel afin de vérifier, la possibilité de rupture de ces éléments après la phase de refroidissement et quels sont les paramètres et les conditions qui sont plus susceptibles de conduire à ce comportement indésirable ?

Le choix a été fait sur les voiles vu leur importance dans les structures, leur rupture conduit officiellement à l'instabilité globale de la structure et bien certain à la ruine. Ce phénomène est très important surtout qu'il se produit après que la température du feu est revenue à la température ambiante. Pour mettre en évidence ce phénomène une série de simulations numériques est entreprise sur des voiles en béton armé en utilisant le logiciel SAFIR.

Une partie de ce chapitre est consacrée à la présentation du code de calcul aux éléments finis (SAFIR), de sa performance de reproduire le comportement thermomécanique des éléments et des structures exposés au feu et de son aspect théorique, l'approche découplée de l'analyse thermique et mécanique est adoptée par le logiciel. Quelques exemples de sa validation sont aussi présentés.

La première partie des simulations concernent l'évaluation de la capacité portante verticale des voiles après avoir été exposés aux différents régimes d'échauffement en considérant certains paramètres jugés importants pour traduire le comportement réel des voiles. La deuxième partie des simulations a pour objectif de déterminer la charge ultime horizontale que peut supporter le voile en situation post-incendie après avoir implémenté les résultats de l'étude expérimentale dans les simulations et en appliquant une charge horizontale progressive jusqu'à la rupture.

Les simulations présentées dans ce chapitre ont montré que une rupture tardive en phase de refroidissement et après refroidissement est bien probable, le niveau de chargement minimal que peut supporter le voile après refroidissement est déterminé en conséquence. Il est ainsi possible de déduire des courbes de résistance, qui permettent de définir, pour un voile exposé à un feu naturel caractérisé par une durée de chauffage, un niveau de chargement minimal, il convient de noter que la rupture correspondant à ce niveau de chargement peut se produire longtemps que possible après la fin de l'incendie. Un niveau de chargement horizontal est évalué par rapport à la charge de portance initiale du voile, ce qui permet de vérifier si le voile peut continuer à résister ou il lui faut un système de renforcement adéquat.

IV.1 Introduction

Une représentation plus réaliste de l'incendie doit être utilisée, si le comportement d'une structure est évalué dans un environnement basé sur l'approche du feu réel, qui comprend non seulement la phase de chauffage, mais aussi la phase de refroidissement. Quand un scénario d'incendie est considéré comme réaliste, la durée requise de la stabilité peut être plus longue que la durée de la phase d'échauffement, il peut même être nécessaire que la structure survive la durée totale de l'incendie jusqu'à l'extinction. Dans ce cas, la vérification de la structure sous un chargement au moment de la température maximale des gaz ne garantit pas la stabilité à un stade ultérieur. La capacité portante de la structure continue à diminuer après que la température maximale est atteinte, la portance de la structure va atteindre une valeur minimale que peut être récupérer partiellement ou complètement lorsque les températures dans la structure reviennent à la température ambiante. Pour le concepteur, cela implique que la vérification doit être effectuée dans le domaine temporel par une méthode itérative et étape par étape.

La continuité de la dégradation de la capacité portante après la phase d'échauffement est due principalement :

Tout d'abord, les températures dans la structure continuent à augmenter durant la phase de refroidissement. La zone centrale d'une section peut avoir des températures qui restent en croissance pour une durée significative et d'autant plus grande si la section est plus massive.

La deuxième raison est liée au comportement des matériaux. Bien que la résistance et la rigidité de l'acier puissent être récupérées totalement ou partiellement dès que sa température diminue, en fonction du type d'acier et la température maximale atteinte durant l'échauffement, le béton reste considérablement endommagé après refroidissement, sa résistance résiduelle dépend de la température maximale en phase d'échauffement et du régime de refroidissement. Il a été trouvé que la perte additionnelle de résistance peut atteindre 33% dans le cas d'un choc thermique comparé à un refroidissement naturel.

Le travail développé dans ce chapitre vise à analyser la performance des voiles en béton armé soumis à des incendies naturels afin de déterminer leur résistance résiduelle verticale et de déterminer leur capacité portante horizontale et de voir quels sont les paramètres et les conditions qui sont plus susceptibles d'influencer leur comportement?

Le choix a été fait sur les voiles vu leur importance dans les structures où leur rupture conduit officiellement à l'instabilité locale ou globale de la structure. Toutes les simulations ont été réalisées avec le logiciel aux éléments finis SAFIR et avec les modèles thermiques et mécaniques actuelles de l'Eurocode2 [1] et l'Eurocode4 [2], les résultats obtenus dans le chapitre III sont implémentés dans le calcul pour déterminer la capacité portante horizontale des voiles.

Des paramètres physiques et mécaniques sont considérés :

1- Pour le feu :

La durée d'échauffement avec une phase de stabilisation,
Le régime de refroidissement

2- Pour les voiles en béton armé, les simulations ont été effectuées sur des voiles en béton armé de 3m à 8m de hauteur, les épaisseurs de 15, 20 et 25cm sont considérées et les conditions d'appui sont prises en étude. Les voiles sont exposées au feu sur une seule face.

IV.2 Prise en compte d'un incendie réel

Les recommandations en vigueur actuelles concernant la résistance au feu des bâtiments se basent sur l'incendie normalisé défini par la courbe ISO 834-1:1999[3]. L'exigence est fixée en termes de durée de résistance au feu : 30, 60, 90, 120 et jusqu'à 240 minutes d'exposition.

La figure IV.1 montre, de manière schématique, l'évolution de la température suivant la courbe ISO 834 (1999) [3], ainsi que la décroissance au cours du temps de la capacité portante d'une structure R_{fi} . Au moment où la capacité portante devient égale à la charge appliquée N_{fi} il y a ruine et cet instant détermine la résistance au feu de la structure, R_f sur la figure.

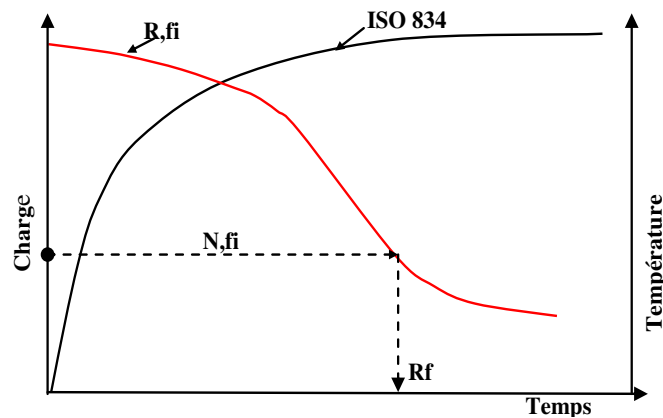


Figure IV.1 Concept d'incendie normalisé

La capacité portante de la structure et la résistance thermique des différents composants de la construction sont indépendants dans le concept feu nominal.

Une durée de résistance au feu à la courbe ISO 834 signifie que la structure est capable de rester stable pendant cette durée lorsqu'elle est soumise de manière uniforme à l'incendie normalisé. Ce temps passé dans un four, si la détermination de la résistance est basée sur un essai, n'est généralement pas égal au temps pendant lequel l'élément pourrait supporter un incendie réel.

Un des inconvénients majeurs de l'exigence de résistance sous feu ISO 834 est que la sollicitation thermique s'applique simultanément à l'ensemble d'un compartiment, Quelques bilans énergétiques montrent que, pour maintenir la température des gaz au niveau de la courbe ISO 834 pendant 2 heures dans de grands volumes, il faudrait des dégagements d'énergie totalement irréalistes. Il conviendra donc de tenir compte de l'aspect localisé de la source dans la modélisation d'un incendie réel.

La figure IV.2 schématise un incendie réel entièrement développé dans un compartiment, il est caractérisé par une phase de température ascendante, une phase de température plus ou moins stabilisée, mais sauf dans des cas très particuliers, il se termine toujours par une phase de température décroissante, lorsque l'incendie s'arrête faute de combustible. La capacité

portante de la structure diminue au cours du temps mais, après avoir atteint un minimum, elle reprend en général une valeur plus élevée.

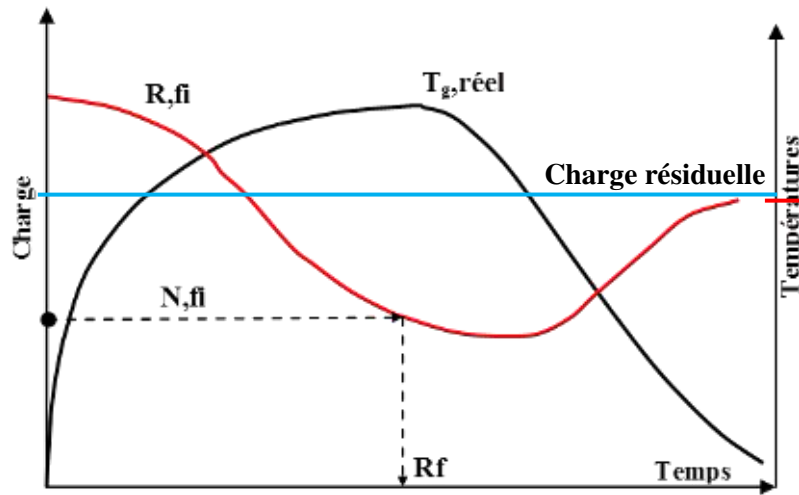


Figure IV.2 Concept d'incendie réel.

L'avantage du concept d'incendie réel par rapport au concept d'incendie normalisé n'est pas seulement apporté par le fait que les températures dans le compartiment sont estimées de manière plus réaliste, plus élevées ou plus faibles, selon le cas, que les températures d'un incendie normalisé. Il est aussi apporté par le fait que la durée s'exprime en minutes réelles. Il est ainsi possible de comparer la durée de résistance obtenue à une durée calculée qui est la somme du temps nécessaire à la détection et du temps nécessaire soit à l'évacuation, soit à l'arrivée des services d'incendie et à l'extinction. Ce temps peut être assorti de différents coefficients de sécurité reflétant les incertitudes toujours présentes, comme c'est le cas pour n'importe quel type de calcul structurel à froid.

Le grand avantage du concept d'incendie réel est dans la possibilité d'effectuer le dimensionnement avec comme objectif d'éviter la ruine si les conséquences d'un effondrement sont totalement inacceptables. Si, sur la figure IV.2, la courbe de capacité portante ne rencontre pas l'horizontale des charges appliquées, il n'y a pas de ruine possible et la durée de résistance est infinie. Dans le cas d'une exigence de stabilité infinie, on peut imaginer l'introduction d'une certaine sécurité sur la capacité portante, soit au niveau des charges appliquées, soit au niveau de la charge au feu. Il est également possible d'obtenir une estimation de la capacité portante rémanente après incendie, souvent assez élevée pour les structures en acier, parfois moins importante pour les structures en béton, et de prendre une décision concernant la démolition, la réparation ou la réutilisation immédiate, ce que ne permet pas le concept d'incendie normalisé.

Lorsque l'évaluation des performances de résistance au feu d'un élément ou d'une partie de construction fait appel à une action thermique autre que les actions thermiques conventionnelles. Il a donc été retenu comme critère de performance la non-atteinte, pendant

toute la phase d'échauffement et de refroidissement, des critères de ruine : température limite en face non exposée et stabilité mécanique. Lorsqu'un élément respecte ces critères, il présente alors une résistance au feu dite « infinie » puisque pendant toute la durée de l'incendie potentiel il n'atteindra jamais la ruine.

IV.3 Présentation du code SAFIR

IV.3.1 Introduction

La modélisation numérique est un outil très utile pour prédire la résistance au feu d'une structure, ou pour reproduire artificiellement ce qui s'est passé lors d'un incendie réel. SAFIR (*safe-fire*) est un code d'analyse non linéaire des structures planes et tridimensionnelles, basé sur la méthode des éléments finis développé à l'université de Liège-Belgique par Franssen, J.M est spécifiquement conçu pour modéliser le comportement de différents types de structures en acier, en béton armé et mixtes (acier-béton), contreventées ou non contreventées soumises au feu (conventionnel ou naturel). Il permet la détermination des températures dans la structure résultant de l'incendie et il est également utilisé pour l'analyse des structures dans les conditions ambiantes. La capacité portante d'un élément de structure ou de la structure entière est obtenue par la détermination des positions successives d'équilibre jusqu'à la ruine. Le programme SAFIR intègre divers éléments SOLIDE 2D, SOLIDE 3D, BEAM, SHELL et TRUSS, plusieurs modèles de matériaux sont disponibles, les lois contrainte-déformation sont des matériaux sont généralement linéaires-elliptiques pour l'acier et non linéaires pour le béton. Différentes procédures de calcul sont aussi disponibles.

L'analyse d'une structure exposée au feu se compose de deux étapes. La première étape consiste à prédire la distribution de la température à l'intérieur des éléments de la structure, appelée « analyse thermique ». La deuxième étape, appelée « analyse structurale », est réalisée dans le but principal de déterminer la réponse mécanique de la structure due aux charges statiques et thermiques. Le logiciel permet d'élaborer un calcul statique ou dynamique, il possède une bibliothèque de matériaux y compris leurs caractéristiques thermiques et mécaniques. Il permet la modélisation de composites avec différents matériaux.

Cette partie présente les principales hypothèses, les possibilités et la validité de ce programme. Des comparaisons de résultats d'essais et de simulations pour les structures en béton par le programme SAFIR sont présentées.

Des détails sur le logiciel SAFIR sont données par Franssen, J.M (2005) [4], Franssen, J.M. and Gernay, T (2017) [5], Kodur VKR et al (1999) [6], Nwosu, D.I et al (2007) [7].

La validité du code SAFIR a été démontrée dans diverses références telles que : Franssen, J.M et al (1994) [8], Pinteau, D and Franssen, J.M (1997) [9], Talamona, D et al (2003) [10].

SAFIR est utilisé pour étudier le comportement des structures en acier, en béton armé et des structures mixtes (Charlier, M. et al (2021) [11], Gernay, T and Franssen, J.M (2020) [12], Baghdadi, M. et al [13] (2021), Dimia, M.S et al (2017) [14], Tondini, N. and Franssen, J.M (2017) [15] et Dimia, M. S. et al (2011) [16]).

IV.3.2 Organisation générale du logiciel

Le logiciel SAFIR a été conçu pour accueillir plusieurs types d'éléments finis et de matériaux. Le caractère modulaire de SAFIR permet un enrichissement continu dans la bibliothèque d'éléments et de matériaux.

L'analyse d'une structure en situation d'incendie nécessite la détermination des températures dans la structure (analyse thermique), ainsi que l'évaluation des contraintes, déformations et déplacements (analyse mécanique). SAFIR permet d'effectuer ces deux types d'analyses avec un transfert d'information facile entre les deux. La stratégie adoptée est un faible couplage de l'analyse thermique à l'analyse mécanique.

Le champ de température dans les différentes parties de la structure est évalué dans un premier temps jusqu'à la fin de l'incendie, puis le comportement mécanique est déterminé dans une analyse ultérieure la procédure de calcul est montrée sur la figure IV.3.

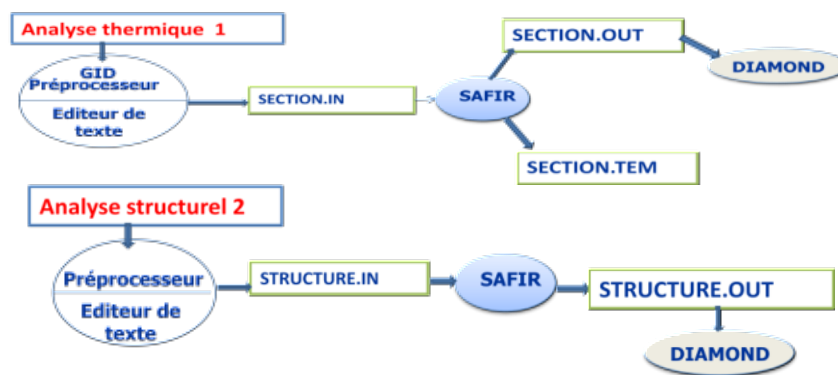


Figure IV.3 Procédure d'analyse par SAFIR

Pour les éléments de poutre, chaque section est discrétisée par des éléments triangulaires et quadrangulaires, chaque élément est représenté par son propre matériau, ce qui permet à l'utilisateur de modéliser pratiquement tous les types de section (Figure IV.4). Cette discrétisation de la section est utilisée pour l'analyse thermique (calcul de la température à chaque nœud) ainsi que pour l'analyse mécanique (détermination des efforts et de la rigidité dans la section en fonction des températures de chaque élément utilisé dans l'analyse thermique qui va être considéré comme fibre dans l'élément de poutre).

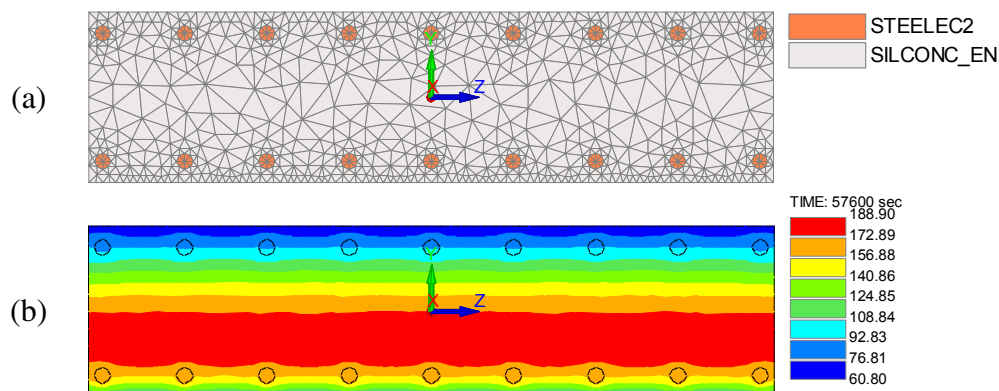


Figure IV.4 Différentes sections d'éléments de poutre, (a) représentation du maillage et matériaux. (b) répartition de la température

IV.3.3 Présentation de l'élément de poutre (BEAM)

Les éléments de poutre sont basés sur les hypothèses suivantes:

- Élément de type déplacement dans une description co-rotationnelle totale;
- Le déplacement de la ligne de nœuds est décrit par les déplacements de trois nœuds, deux nœuds à chaque extrémité de l'élément supportant, pour un élément 2D, deux translations et une rotation plus un nœud à mi-longueur supportant la partie non linéaire du déplacement longitudinal. Pour un élément 3D, chacun des deux nœuds d'extrémité prend en charge trois translations, trois rotations plus le gauchissement, permettant ainsi de considérer une torsion non uniforme. Le déplacement longitudinal de la ligne de nœud est une fonction de puissance du second ordre de la coordonnée longitudinale. Le déplacement transversal de la ligne de nœuds est une puissance de troisième ordre fonction de la coordonnée longitudinale, la figure IV.5 montre le modèle d'élément utilisé;
- L'hypothèse de Bernoulli est considérée, c'est-à-dire que la section droite reste plane sous le moment fléchissant;
- L'hypothèse de Von Karman est utilisée: les déformations sont petites;
- Les rotations sont supposées être petites (notez qu'elles sont évaluées dans la configuration co-rotation);
- Les intégrations longitudinales sont calculées numériquement en utilisant la méthode de Gauss;
- L'intégration des contraintes longitudinales et de la rigidité sur la section est basée sur le modèle de fibre; la section est supposée être constituée d'un certain nombre de fibres parallèles. En fait, la même discrétisation que celle utilisée pour l'analyse thermique est utilisée. Chaque élément fini de l'analyse thermique, avec son type de matériau et sa température connus, est considéré comme une fibre.

Cet élément est utilisé pour représenter des éléments linéaires tels que des poutres et des poteaux. Il est également utilisé pour représenter les barres dans les poutres en treillis, avec un minimum de deux éléments finis par barre pour capturer le flambement des barres individuelles.

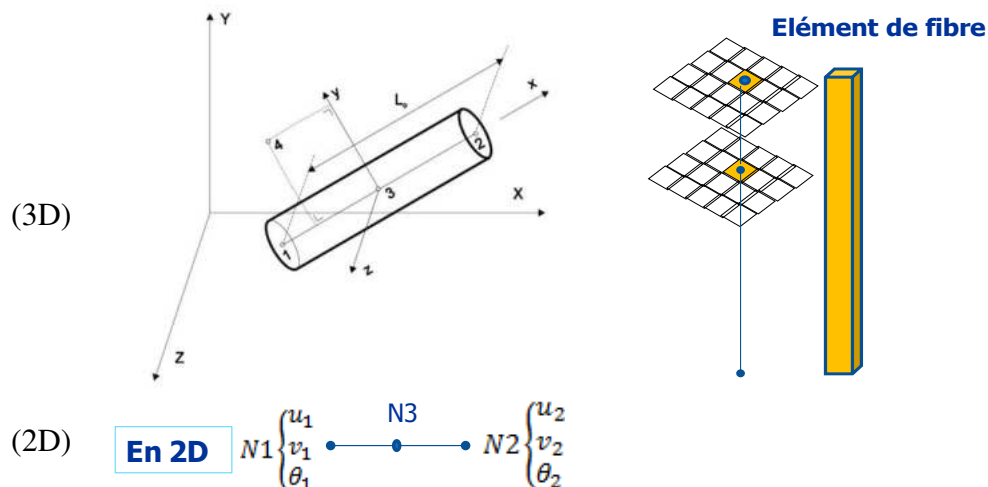


Figure IV.5 Présentation de l'élément poutre

IV.3.4 Actions thermiques

En effet, tout type de feu peut être utilisé dans le modèle thermique de SAFIR, l'environnement thermique est chargé dans le code par des fonctions températures-temps telles que les feux standards (ISO 834, ASTM 119 (tabulé), feu externe, feu hydrocarburé, et..) et le feu naturel (feu paramétrique) en considérant la phase de refroidissement. Il permet aussi l'introduction d'un feu spécifique à l'utilisateur

IV.3.5 Analyse thermique

Il est supposé que la conduction est le mécanisme principal de transfert de chaleur dans les éléments est décrit par l'équation de Fourier.

Les hypothèses principales sont :

- La variation de la température suivant la direction longitudinale est négligée,
- Le matériau est isotrope, immobile, incompressible et sans dissipation mécanique,
- Le contact entre le béton et l'acier est considéré parfait, comme il peut être considéré en introduisant un matériau fictif entre le béton et l'acier de résistance thermique comprise entre (0.01-0.013) m^2K/W .
- Les échanges thermiques par convection et radiation dans les cavités peuvent être pris en compte,
- Il n'y a pas de discontinuité de la matière entre deux éléments adjacents,
- A la frontière commune de deux éléments, la température est la même
- La variation des propriétés thermiques des matériaux avec la température est prise conformément aux normes Eurocode ou introduites par l'utilisateur.
- Le transport de la vapeur d'eau n'est pas pris par le code

Les éléments utilisés pour la modélisation sont iso paramétriques linéaires, à 3 ou 4 nœuds, pour les problèmes plans, et à 6 ou 8 nœuds, pour les problèmes tridimensionnels. La géométrie des éléments et le champ de température sont représentés par les mêmes fonctions d'interpolation.

La discrétisation des sections planes de formes différentes est possible en utilisant des éléments triangulaires et / ou des quadrilatères (figure IV.6). Pour chaque élément, le matériau peut être défini séparément. Tout matériau peut être analysé en fonction de la variation de ses propriétés avec la température.

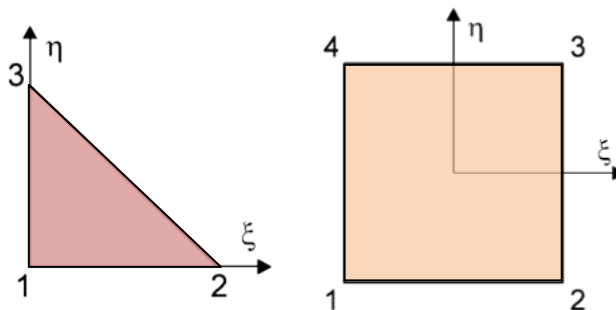


Figure IV.6 Eléments iso paramétriques linéaires.

Le transfert de chaleur par conduction dans un solide est décrit localement par l'équation de Fourier:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{IV.1})$$

où	T	La température du point x, y, z en [$^{\circ}\text{C}$]
	ρ	La masse volumique en [kg/m^3]
	c	La chaleur spécifique en [$\text{J}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$]
	λ	la conductivité thermique du milieu considéré en [$\text{W}/\text{m}^{\circ}\text{C}$]
	t	Le temps en seconde [s]
	Q	La chaleur interne générée [W/m^2]

Les fonctions de forme classique N sont utilisées, la température est remplacée par l'approximation $T = N_i T_i$, la géométrie est représentée par la même fonction. $x = N_i x_i$ et $y = N_i y_i$. La solution discrétisée par ces équations ne respecte plus l'équation locale en chaque point. On remplace cette équation (IV.1), par une forme faible qui sera respectée en moyenne sur chaque élément (méthode des résidus pondérés). On multiplie l'Eq (IV.1) par des fonctions de pondération et on intègre le résultat sur le volume de l'élément. Si on choisit comme fonctions de pondération les fonctions d'interpolation utilisées pour la discrétisation (méthode de Galerkin) et qu'on intègre le membre de gauche par partie à l'aide de la formule de Green, on obtient pour chaque élément fini l'équation suivante :

$$\int_V \lambda \{ \nabla N_i \} \{ \nabla N_j \} dV T_i + \int_V \rho c N_i N_j dV \dot{T}_i = \int_S N_i q_n dS \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

V	Volume de l'élément
S	Surface de l'élément
q_n	Flux à la surface (convection + rayonnement), $q_n = \lambda \nabla T_j n_j$, \vec{n} la normale
\dot{T}	$\frac{\partial T}{\partial t}$

Finalement, après assemblage des contributions relatives à chaque élément, on obtient l'équation matricielle suivante qui traduit l'équilibre aux nœuds de la structure analysée :

$$[K]\{T\} + [C]\{\dot{T}\} = \{g\} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$[K]$	Matrice de conductivité,
$[C]$	Matrice de capacité,
$\{T\}$	Vecteur solution donnant les températures aux nœuds,
g	Vecteur des échanges thermiques aux frontières

Signalons simplement que, dans le programme SAFIR, l'intégration sur le volume des éléments est effectuée numériquement et les propriétés thermiques des matériaux sont évaluées à chaque point d'intégration. Des détails sur la méthode sont données par Franssen, J.M (2005) [4] et Franssen, J.M. and Gernay, T(2017) [5].

IV.3.6 Analyse structurelle

Sous l'action de l'incendie les structures sont le siège des grands déplacements, le besoin d'une détermination précise des déplacements oblige de prendre la non linéarité provenant de la géométrie (effets du second ordre associés aux configurations déformées de la structure) à laquelle s'ajoute une non linéarité caractérisé par le comportement non linéaire des matériaux de construction.

Pour traiter ce type de problème, l'équilibre de la structure doit être exprimé dans sa configuration déformée et la formulation par élément finis doit être introduite sous forme incrémentale (en introduisant une variable temps afin de décrire le chargement et le mouvement de la structure) et itérative (pour prendre en compte les non linéarités), qui partant d'une solution approchée, génère des corrections successives permettant de converger vers la solution exacte du problème. La description Lagrangienne co-rotationnelle actualisée est adoptée dans le logiciel. La formulation et l'assemblage des éléments sont basés sur le principe des travaux virtuels est exprimé dans cette description qui est défini par l'Eq (IV.4). Les actions de surfaces ne sont pas considérées.

$$\int_V (\bar{D}_{ijkl} d\bar{E}_{kl} \delta \bar{E}_{ij} + S_{ij} \delta d\bar{E}_{ij}) dV = \int_V (d\bar{f}_i \delta \bar{u}_i + \bar{f}_i \delta d\bar{u}_i) dV \quad (IV.4)$$

\bar{u} , décrit la quantité u évaluée non pas de la position initiale de l'élément, mais à partir d'une position obtenue par un mouvement de corps rigide.

Avec :

$V = \bar{V}$	Volume non déformé de l'élément,
S_{ij}	Tenseur de Piola-Kirchhoff contrainte n°2,
$\bar{D}_{ijkl} = D_{ijkl}$	Tenseur décrivant la loi constitutive incrémentale du matériau,
$\delta \bar{E}_{ij}$	Tenseur de Green du champ de déplacements virtuels,
\bar{f}_i	Les forces de volumes,
$\delta \bar{u}_i$	Champ de déplacements virtuels de la position déformée,

Dans le matériau ou la température change, la loi constitutive incrémentale est donnée par l'Eq (IV.5).

$$\delta S_{ij} = D_{ijkl} (dE_{kl} - dE_{kl}^{th}) = D_{ijkl} dE_{kl}^m \quad (IV.5)$$

Ou :

dE_{kl}	Tenseur des déformations totales, mécaniques et thermiques
dE_{kl}^{th}	Tenseur incrémental de déformations thermiques
dE_{kl}^m	Tenseur incrémental de déformations mécaniques forme implicite

Le tenseur de Green du champ de déplacements virtuels est donné par l'Eq (IV.6).

$$\delta \bar{E}_{ij} = \frac{1}{2} (\delta \bar{u}_{i,j} + \delta \bar{u}_{j,i} + \bar{u}_{k,i} \delta \bar{u}_{k,j} + \delta \bar{u}_{k,i} \bar{u}_{k,j}) \quad (IV.6)$$

Afin de résoudre l'Eq (IV.6) dans une formulation en déplacements par éléments finis. Le champ de déplacement est représenté de façon approximatif par un champ discrétisé u qui est fonction des déplacements des nœuds p par l'intermédiaire de fonctions de forme \mathbf{N} choisies convenablement, le champ de déplacement discrétisé sous forme matriciel est donnée par l'Eq. (IV.7).

$$u = Np \quad (IV.7)$$

Le champ de déformation est donné par l'Eq. (IV.8).

$$de = Bdp \quad (IV.8)$$

Dans lequel la matrice B contient non seulement les dérivées spatiales des fonctions de forme telle que dans la formulation de petites déformations, mais aussi les déplacements nodaux qui ne sont pas identiquement égal à 0 dans la configuration déformée.

L'équation matricielle d'équilibre qui régit l'itération d'une position (t) à la position suivante ($t + \Delta t$) est donnée par l'Eq. (IV.9).

$$\int_V B^T DB dV dp + \int_V S^T \delta dedV dp = (K_u + K_s) dp = f^{ext} - f^{int} \quad (IV.9)$$

Ou :

- K_u Comprend Matrice de rigidité élastique linéaire et la matrice de rigidité géométrique
- K_s est la matrice des contraintes générées
- f^{ext} Vecteur des forces nodales appliquées
- f^{int} Forces nodales obtenues par intégration des contraintes internes (principe des travaux virtuels).

L'élément de poutre 3D est présenté dans cette section dont les hypothèses sont les suivantes :

- L'élément étant prismatique dans son état de référence, Les poutres rectilignes sont les seules envisagées étant donné qu'elles couvrent la majorité des cas rencontrés en pratique.
- les positions de 3 nœuds liés à l'élément suffisent à positionner celui-ci dans l'espace, figure IV.7. Les nœuds 1 et 2 sont situés aux extrémités de l'élément. ils sont reliés par la ligne des nœuds placée de manière à priori quelconque choisie par l'utilisateur, Ils occupent la même position dans la section droite mais cette position ne correspond pas nécessairement au centre de gravité de la section, ni au centre de torsion. Les nœuds 1 et 2 définissent l'axe local x , situé sur la ligne des nœuds et orienté de 1 vers 2, son origine est à mi distance entre 1 et 2. Le nœud 4, qui ne peut se trouver sur la droite passant par 1 et 2, est utilisé pour définir la position de l'axe local y . Cet axe est perpendiculaire à l'axe x . Il est situé dans le plan défini par l'axe x et le nœud 4, sa direction allant de l'axe x au nœud 4, l'axe z est déterminé par : $z = x \wedge y$.

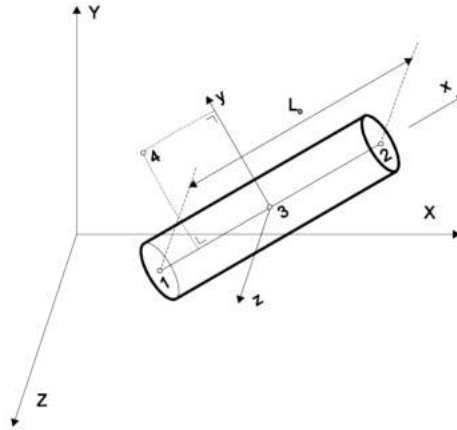


Figure IV.7 Description de l'élément poutre.

- L'élément est de type déplacement (grands déplacements) dans une description co-rotationnel totale.
- Le déplacement de la ligne des nœuds est décrit par les déplacements des trois nœuds, les nœuds d'extrémité (1, 2), supporte chacun 7 degrés de liberté (3 déplacements, 3 rotations et l'amplitude de gauchissement), le nœud 3 a un seul degré de liberté, est introduit pour l'enrichissement du champ de déplacement, il transforme le déplacement longitudinal de la ligne des nœuds en une fonction du second degré en x (non linéaire). Les déplacements transversaux sont du troisième degré.
- L'hypothèse de Bernoulli est considérée, de sorte qu'en l'absence de torsion, les déformations de cisaillement sont nulles. Ainsi, pour une sollicitation flexionnelle, la section plane reste perpendiculaire et plane à l'axe de l'élément et l'énergie de cisaillement n'est pas prise en compte.
- Le voilement local, n'est pas pris en compte par l'élément. Seulement les sections de classe 1 et classe 2 sont utilisés (éléments en acier)
- L'hypothèse de Von Karman est utilisée. Les déformations sont petites, c'est-à-dire que chacune de leur composante est petite par rapport à l'unité, avec :

$$\frac{\partial u}{\partial x} \ll 1 \quad (\text{IV.10})$$

u Champ de déplacement longitudinal
 x Coordonnée longitudinale

- Les rotations sont supposées modérées. Avec l'approximation suivante (différentes des co-rotations) :

$$\begin{aligned} \sin\varphi &\cong \varphi \\ \cos\varphi &\cong 1 \end{aligned}$$

Avec : φ la rotation

- L'hypothèse de Vlassov est admise, d'après laquelle, en torsion pure, la section droite subit un gauchissement dont l'amplitude est proportionnelle à l'accroissement de l'angle de torsion. Cette hypothèse revient à négliger l'énergie de déformation induite par le cisaillement de gauchissement de la section.

- Les intégrations longitudinales sont numériquement calculées par la méthode de Gauss.
- La section transversale est discrétisée par des triangles et des quadrilatères, qui est la même discrétisation utilisée dans l'analyse thermique, dont chaque élément fini avec son matériau et sa température est considéré comme un élément fibre. donc la section est supposée composée des fibres parallèles, l'intégration des contraintes et des rigidités sur la section est basée sur ce type de modèle, toutes les variables, température, contrainte, déformation,...etc, sont uniformes dans chaque fibre.
- La matrice de rigidité tangente est évaluée à chaque itération par le processus de convergence (méthode de Newton-Raphson pur),
- Les contraintes résiduelles sont considérées par des déformations initiales constantes,
- Le comportement du matériau dans le cas de déchargement est supposé élastique, avec le module d'élasticité égal au module d'Young à l'origine de la courbe contrainte-déformation. Dans la même section, certains fibres se sont plastifiées présentent une rigidité diminuée parce qu'ils sont encore sur la branche de chargement, tandis que, dans le même temps, d'autres fibres se comportent de manière élastique. La déformation plastique est supposée ne pas être affectée par un changement de température.
- La rigidité en torsion élastique à 20°C qui est calculée par le code a été adaptée dans un processus itératif afin de refléter la diminution de rigidité du matériau à la température critique.
- L'effet de la dilatation thermique de l'acier et du béton est pris en compte dans les modèles de comportement.

Pour les simulations dans cette étude, un élément de poutre 2D est utilisé avec deux translations et une rotation dans chaque nœud d'extrémité, le troisième nœud à mi portée de l'élément fini supporte un enrichissement en déplacement non linéaire du second degré.

IV.3.7 Principales hypothèses utilisées dans les simulations numériques

Les hypothèses suivantes ont été prises pour les simulations numériques du comportement structural des voiles, notant que le voile est pris en calcul comme un poteau dont une dimension est égale à l'unité :

- Chaque bande unitaire est divisée en n éléments de poutre suivant la hauteur du voile, Une imperfection géométrique latérale est considérée, qui est donnée par l'expression suivante :

$$y(x) = \frac{h}{300} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (\text{IV.11})$$

Pour les colonnes en acier et en béton armé, on peut aller à mi travée à une valeur de l'ordre de h/1000.

IV.3.8 Comparaison et validation du code SAFIR

IV.3.8.1 Validation du modèle thermique

Le logiciel SAFIR à été confronté à plusieurs essais et à d'autres codes, dans le cadre de la validation du modèle thermique : Binh, C. T (2009) [17] a pu représenter la simulation de 27 essais effectués en Europe et au Canada : à l'université of Braunschweig–Germany (Kordina,

K. and Klingsch, W (1983)), CTICM-France (Renaud, C. et al (2004)) et in North America: National Research Council of Canada (Chabot, M. and Lie, T.T. (1992), Myllymaki, J. et al (1994)).

Les détails des caractéristiques des essais sont donnés dans [17], seules les courbes obtenues sont rapportées ici.

Les figures IV.8 - IV.10 présentent l'évolution de la température pour tous les essais dans les points suivants : sur la surface du profilé, dans l'armature et au centre du noyau du béton.

Les simulations confirment que les températures calculées pour les profilés creux en acier rempli de béton sont en accord avec les résultats mesurés dans les essais.

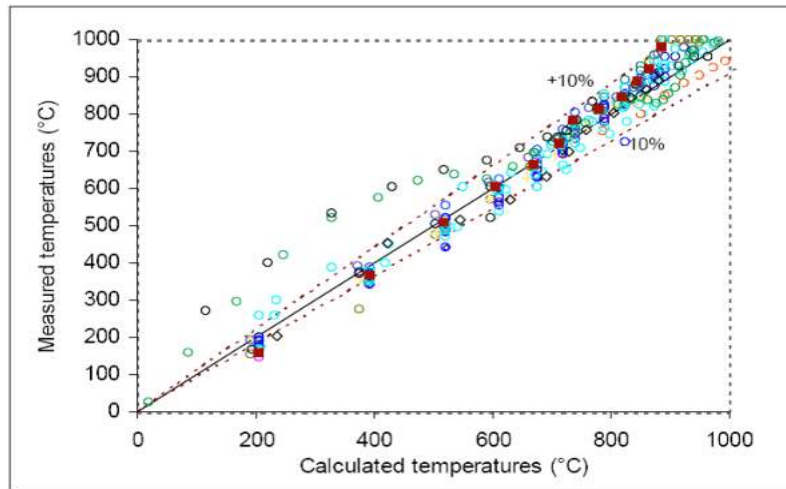


Figure IV.8 Comparaison entre les températures calculées et mesurée sur la surface du tube en acier pour les différents essais.

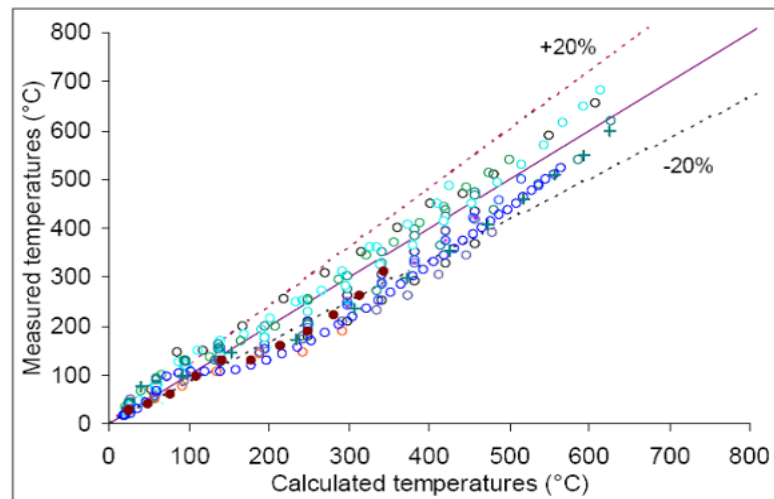


Figure IV.9 Comparaison entre les températures calculées et mesurée dans les armatures pour les différents essais.

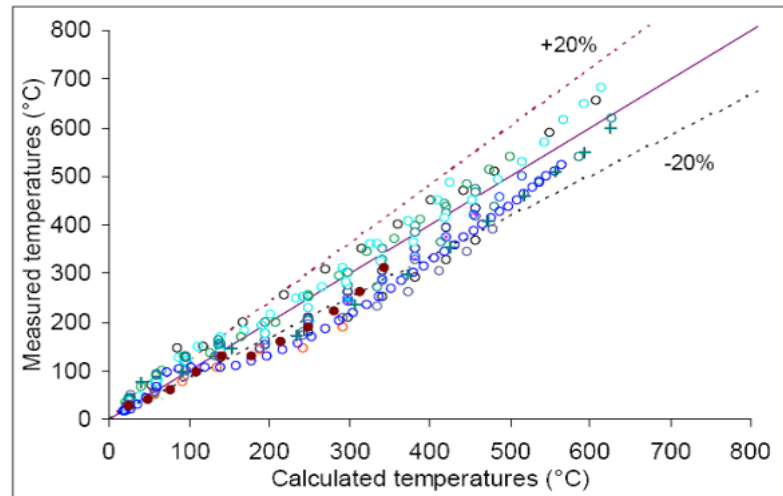


Figure IV.10 Comparaison entre les températures calculées et mesurée dans le noyau du béton pour les différents essais.

IV.3.8.2 Validation du modèle structurel

Pour la validation du modèle structurel, Une comparaison a été effectuée entre le temps de rupture calculé et le temps mesuré pour les mêmes essais indiqués dans la validation thermique. Le tableau IV.1 résume tous les résultats obtenus par la simulation et comparés aux résultats mesurés.

Le modèle permet de simuler de façon appropriée le comportement des colonnes mixtes et fournit une bonne estimation de la résistance au feu en raison du choix des lois matérielles appropriées ainsi que de l'introduction initiale d'une imperfection géométrique. Le modèle peut donc être utilisé pour étudier le comportement paramétrique des colonnes en situation d'incendie. Les colonnes mixtes ont été choisies, vu la présence des trois matériaux dans ce type d'éléments.

Tableau IV.1 Résistances au feu des colonnes, mesurées et calculées

Test Number	Section	Rebars	Length mm	Test loading		Measured failure time Rtest (min)	Calculated failure time Rcal (min)	Rcal/Rtest
				Load (kN)	e (mm)			
1	200*6.3	4Ø18	4200	432	20	63	50.8	0.81
2	200*6.3	4Ø18	4200	318	50	58	53.8	0.93
3	200*6.3	4Ø18	4200	537	5	61	48.1	0.79
4	200*6.3	4Ø18	4200	213	100	79	60.4	0.76
5	260*7.1	4Ø18	4200	1237	26	37	49.6	1.34
6	300*7.0	4Ø18	4200	1000	30	90	89.2	0.99
7	200*6.3	4Ø18	3700	649	20	39	47.8	1.23
8	200*6.3	4Ø10	4200	551	20	23	24	1.04
10	200*6.3	4Ø18	3700	649	20	56	52.9	0.94
12	200*6.3	4Ø18	4200	550	5	59	51.4	0.87
13	200*6.3	4Ø18	3700	294	20	82	66.3	0.81
15	220*6.3	4Ø18	4200	375	22	68	60.5	0.89
16	220*6.3	6Ø20	4200	421	22	88	83.6	0.95
17	260*7.1	6Ø22	4200	869	26	64	75.3	1.18
18	300*7.0	6Ø25	4200	1507	30	56	70.1	1.25
24	203*6.35	4Ø16	3810	500	0	150	84	0.56
25	254*6.35	4Ø16	3810	1440	0	113	82	0.73
							Rmean=	0.95
							standard deviation=	0.201

A. Les essais en considérant la phase de refroidissement.

Une série d'expériences au feu a été effectuée par Wu, B. and Chen, S.L (2010) [18] sur 12 colonnes en béton armé de différentes sections (T, + et L) à l'université de technologie au sud de la chine. Pour chaque type de section, quatre colonnes sont confectionnées. Chaque colonne est ferrillée avec 12 Ø10 répartie uniformément, avec 2.36% le pourcentage de l'acier. Les colonnes ont une longueur de 2340 mm, seulement la partie centrale des colonnes (1650 mm), qui est exposée au feu ISO 834 sur toutes les faces. Le feu a été stoppé lorsque environ 50% de la charge de travail a été transférée de la colonne à la poutre de bridage, suivie d'une phase de refroidissement.

Le logiciel SAFIR est utilisé pour la simulation numérique des essais pour l'analyse thermique et structurale. La figure IV.11 montre les profils typiques des températures enregistrées en quatre points différents sur la section à mi-hauteur de la colonne. Les courbes de températures sont tout à fait satisfaisantes. Il est à noter que les valeurs calculées sont légèrement inférieurs à ceux enregistrés durant la phase de refroidissement.

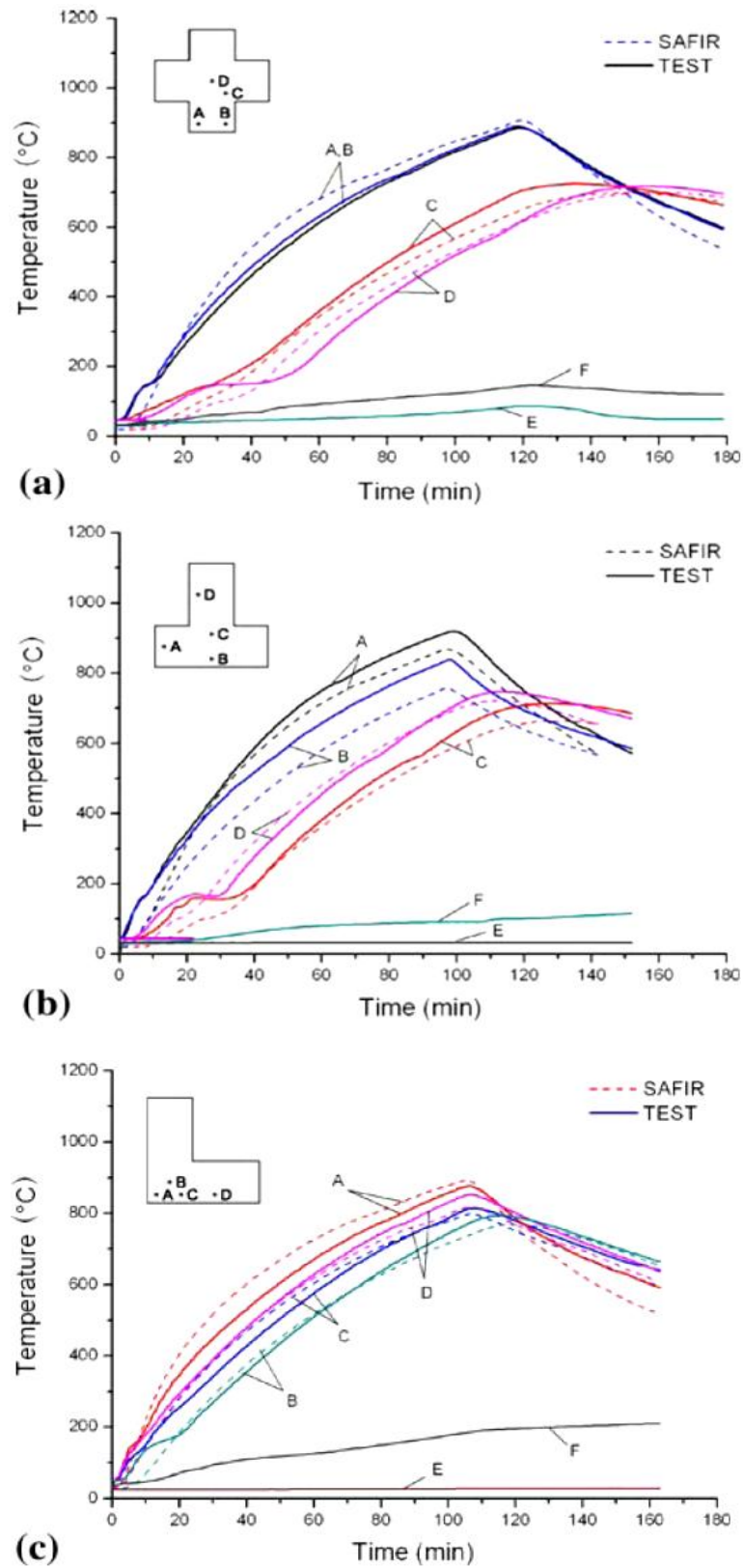
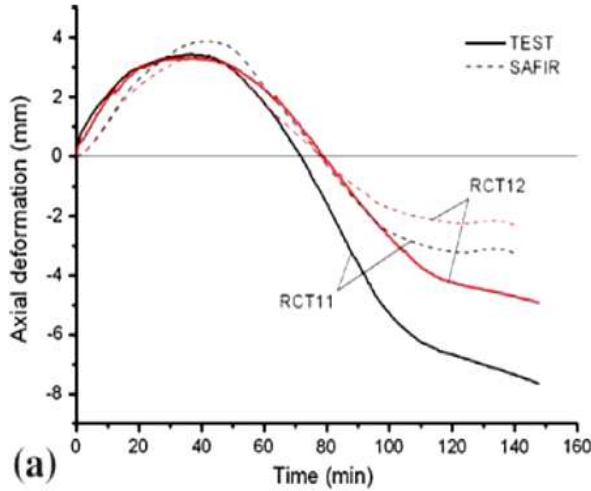


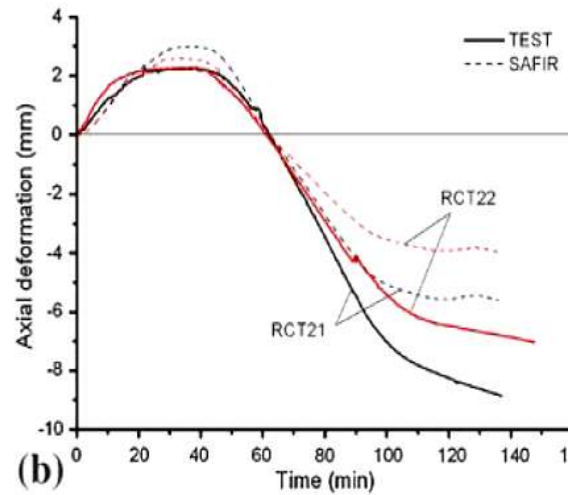
Figure IV.11 Comparaison des températures calculées par SAFIR et mesurées dans les différentes sections : (a) RC+12, (b) RCT11 et (c) RCL12 [6]

Pour l'analyse structurale, les figures IV.12 et IV.13 montrent la comparaison entre les résultats des simulations par SAFIR et les valeurs mesurées du déplacement axial et de l'effort normal dans les colonnes en fonction du temps.

Les prédictions par SAFIR durant la phase de chauffage se rapprochent des valeurs mesurées concernant les déplacements, la différence dans le cas de l'effort normal reste sans explication sauf s'il s'agit d'un problème au niveau de la manipulation. En phase de refroidissement les résultats montrent certaines différences qui sont dues certainement au caractère réversible du modèle.

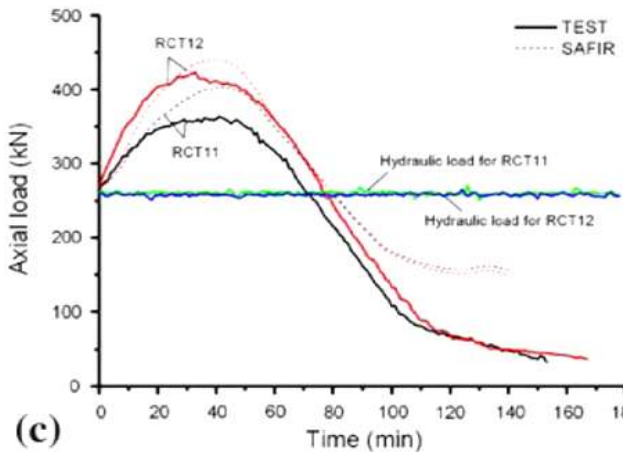


(a)-Colonne en T soumise à un niveau de chargement égal à 25%

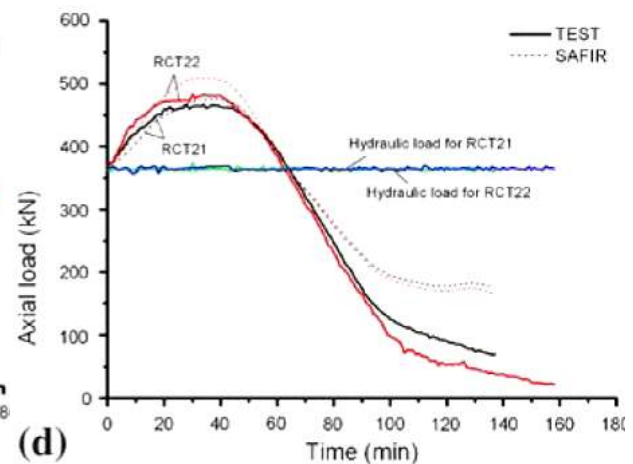


(b)- Colonne en T soumise à un niveau de chargement égal à 35%

Figure IV.12 Relations déplacement axial-temps [6]



(c)-Colonne en T soumise à un niveau de chargement égal à 25%



(d)- Colonne en T soumise à un niveau de chargement égal à 35%

Figure IV.13 Relations effort axial-temps [6]

IV.4 Etude du comportement des voiles

Dans les régions les plus exposées au séisme, les bâtiments sont généralement contreventés par des voiles en béton armé et beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Il a été bien constaté que ces éléments ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques, grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tri-directionnel de l'excitation sismique... De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Lors d'un incendie dans une construction, les voiles sont les éléments les plus exposés grâce à leur grande surface, leur capacité portante peut subir une dégradation importante en fonction de l'intensité du feu et la durée d'exposition. Cette dégradation est due au comportement des matériaux utilisés vis à vis aux hautes températures, l'acier qui connaît un comportement réversible où la totalité de sa résistance peut être retrouvée bien que le béton subit d'importante dégradation de ses caractéristiques mécaniques et sa résistance ne peut être récupérée en sa totalité en fin d'incendie. Malgré l'intensité du feu les éléments en béton armé peuvent continuer à résister, la question majeure est de vérifier après un incendie la performance des voiles soumis à une action sismique éventuelle.

IV.4.1 Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,

3) structures uniquement à murs porteurs (figure IV.14).

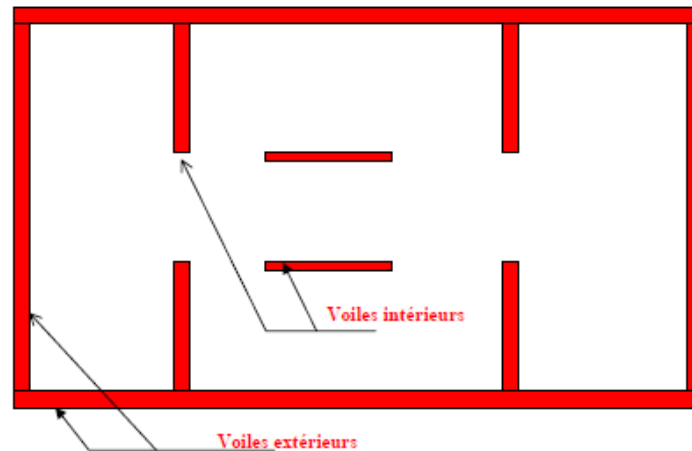


Figure IV.14 Structure à murs porteurs uniquement

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base, soumise à une flexion composée. La figure IV.15 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale H en tête qui représente l'effort tranchant à l'étage revenant à chaque voile de contreventement. Les sollicitations sont maximales à la base un voile.

On peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élanement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile (h / l),
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

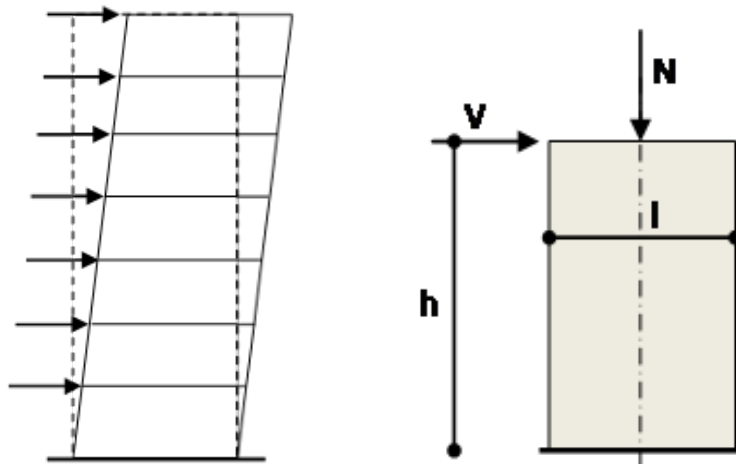


Figure IV.15 Le comportement du voile est similaire à celui d'une console

Un voile est caractérisé par :

- son épaisseur a ;
- sa hauteur libre h (distance libre entre deux planchers successifs, ou distance entre la face supérieure de la semelle de fondation et la sous-face du premier plancher) ;
- sa longueur dite efficace l ;
- une excentricité e de l'effort de compression dans la direction de l'épaisseur.

IV.4.2 Justification de la résistance des voiles

Les voiles de contreventement sont des voiles en béton armé contribuant à la stabilité latérale de la structure.

Soient les sollicitations M_{Ed} (moment fléchissant agissant); N_{Ed} (effort normal agissant) et V_{Ed} (effort tranchant agissant), les effets d'actions dans une section droite donnée d'un voile.

Trois états de diagramme des contraintes associées à l'état de flexion composée peuvent être distingués.

Cas 1 : la section droite est entièrement comprimée.

Cas 2 : la section droite est partiellement comprimée, sans qu'il soit nécessaire de prévoir des aciers tendus.

Cas 3 : la section droite est partiellement comprimée avec l'obligation de prévoir des aciers tendus.

IV.4.2.1 Effort normal agissant ultime

Dans le cas général des charges verticales réparties, cet effort N_{Ed} est déterminé par la combinaison fondamentale de Bases de calcul aux ELU (NF EN 1990/ NA (2011) [19], qui s'écrit lorsque les charges d'exploitation $Q_{k,i}$ ont des effets défavorables :

A. Combinaisons d'actions pour la situation durable et transitoire (combinaisons fondamentales)

Il convient de considérer comme format général des effets des actions

$$(N_{Ed}) = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{IV.12a})$$

La forme simplifiée de l'équation IV.12 a s'écrit :

$$(N_{Ed}) = 1.35 G_k + 1.5 Q_{k,1} + 1.5 \sum_{i > 2} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{IV.12b})$$

G_k Représente la valeur caractéristique des actions permanentes ;

$Q_{k,1}$ est la valeur caractéristique de l'action variable dominante et $Q_{k,i}$ celle des actions Variables d'accompagnement.

$\psi_{0,i}$ Sont des coefficients partiels pour les actions et les combinaisons des actions (NF EN 1991-1-4 : Actions sur les structures) [20].

B. Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles

L'équation générale adoptée pour les effets d'actions est :

$$(N_{Efi,d}) = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{IV.13a})$$

Soit en forme simple :

$$(N_{Efi,d}) = G_k + \sum_{i > 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{IV.13b})$$

Pour les situations de projet accidentelles, il convient que les combinaisons d'actions :

- soit incluent une action accidentelle explicite A (par exemple un incendie ou un choc) ;
- soit se rapportent à une situation faisant suite à un événement accidentel (A = 0).

Pour les situations d'incendie, outre l'effet de la température sur les propriétés des matériaux, il convient que (A_d) représente la valeur de calcul de l'action thermique indirecte due à l'incendie.

En l'absence de charges localisées et lorsque le chargement est constant le long du mur, la contrainte normale verticale ultime agissant sur une bande de mur de longueur de calcul *l* est :

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{a \cdot l} \quad (\text{IV.14})$$

Où *a* désigne l'épaisseur du mur.

Les forces horizontales dues au séisme et les charges verticales soumettent le mur à une flexion composée. Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes:

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée

Dans ce qui suit nous présentons la méthode pour le calcul des voiles en béton armé dite méthode des contraintes.

IV.4.2.2 Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

A. Justification de la stabilité de forme et de la résistance d'un mur

Effort de compression à l'ELU :

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{IV.15})$$

Avec : $B_r = l[a - 2(cm)]$

$$\alpha = \frac{0.65}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 80 \quad \text{avec } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

l : Longueur du mur.

a : épaisseur du mur.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier

Les valeurs de α sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majeure partie des charges est appliquée à un âge < 28 jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et α par $\alpha/1,20$.

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l} \quad (\text{IV.16})$$

B. Calcul de la capacité portante des voiles en situation d'incendie

Un facteur de réduction $\eta_{fi,t}$, pour le niveau de chargement de calcul en situation d'incendie, a été introduit. Il prend en compte les combinaisons de charge, et la résistance à la compression et à la flexion du voile, y compris les effets du second ordre.

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (\text{IV.17})$$

Où

E_d : est la valeur de calcul des sollicitations correspondant au calcul à température normale, pour une combinaison fondamentale d'actions (EN1990) [15]

$E_{d,fi}$: est la valeur de calcul des sollicitations en situation d'incendie

η_{fi} : est le facteur de réduction du niveau de chargement de calcul en situation d'incendie.

Il convient de prendre pour le facteur de réduction η_{fi} :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{f,i} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (\text{IV.18})$$

C. Principe de vérification:

Le modèle du système structural adopté pour le calcul dans la Partie 1-2 de l'EN1992 [1] doit refléter la performance attendue de la structure en situation d'incendie. Pour la durée d'exposition au feu considérée t , il doit être vérifié que :

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (\text{IV.19})$$

Où :

$E_{d,fi}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie, déterminée conformément à l'EN 1991-1-2[1], incluant les effets des dilatations et déformations thermiques

$R_{d,t,fi}$ est la résistance de calcul correspondante en situation d'incendie

IV.5 Evaluation numérique de la capacité portante résiduelle verticale des voiles

IV.5.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

IV.5.1.1 Propriétés thermiques

Les propriétés thermiques du béton et de l'acier en phase de chauffage sont tirées de l'EN 1994-1-2 (Eurocode4) [2] :

A. Béton :

Le béton à base de granulats calcaires a été choisi, avec une densité réelle de 2453 kg/m^3 et une teneur en eau de 46 kg/m^3 . La masse spécifique du béton, qui diminue lors du chauffage suite à l'évaporation totale de l'eau contenue à l'intérieur du béton, elle a été considérée comme constante lors du refroidissement, avec une valeur qui correspond à celle de la température maximale.

Le béton a une résistance caractéristique à 28 jours, $f_{c28} = 33 \text{ MPa}$ (Chapitre III : partie expérimentale) à température ambiante, la résistance en traction est négligée dans les calculs.

La conductivité thermique du béton a été prise avec la limite supérieure. Lorsque la température augmente dans le béton, elle a tendance à diminuer (l'EN 1994-1-2 [2]) et que cette diminution n'est pas réversible lors du refroidissement, elle est maintenue avec une valeur constante correspondant à la valeur déterminée pour la température maximale.

B. Acier :

La loi de comportement et les propriétés thermiques sont spécifiés dans l'annexe 2 conformément à l'EN 1994-1-2 [2], ces propriétés ont été considérées comme entièrement réversibles lors du refroidissement. Les propriétés thermiques nécessaires pour calculer le transfert de chaleur et les distributions de température dans les structures sont la conductivité thermique et la chaleur spécifique qui sont considérées comme non linéaires.

La propriété physique qui est nécessaire dans l'analyse structurelle est l'allongement thermique. L'émissivité de l'acier a été prise égale à 0,7 et le coefficient de convection était de $35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

IV.5.1.2 Propriétés mécaniques

Les barres d'armature pour béton armé sont de classe S400, leurs propriétés mécaniques ont été considérées comme réversibles, ce qui signifie que la rigidité et la résistance sont récupérées à leurs valeurs initiales complètes lors du refroidissement. Pour la courbe d'allongement thermique, le palier correspond au changement de phase qui se produit autour de 800°C à une valeur de 11×10^{-3} , ce changement se produit à des températures légèrement plus basses, autour de 700°C , à une valeur de 9×10^{-3} . Pendant le refroidissement, lorsque l'acier revient à la température ambiante, aucune dilatation thermique résiduelle n'est retenue.

Pour le béton, une dilatation ou un retrait thermique résiduel a été pris en compte lorsque le béton est revenu à la température ambiante, sa valeur résiduelle est fonction de la température maximale, elle est déterminée par des essais expérimentaux (Schneider U, 1985) [21]. Par hypothèse, l'écaillage n'est pas considéré dans cette étude. La résistance à la compression du

béton n'est pas récupérée lors du refroidissement. Selon l'EN 1994-1-2[2], une perte supplémentaire de 10% a été prise en compte lors du refroidissement. Cela signifie que, par exemple, si la résistance à la compression a diminué de 1,00 à 0,50 à une température donnée, elle diminuera à 0,45 durant le retour à la température ambiante. Cette hypothèse est bien sûr la clé de toutes les prédictions présentées dans cette recherche pour la détermination de la capacité portante verticale que peut avoir les voiles étudiés après toute la durée du scénario du feu au quel ils étaient exposés. Dans une étude récente (Li and Franssen, 2011) [22] ont montré, à partir de l'analyse de certains résultats expérimentaux rapportés dans la littérature, que la réduction supplémentaire lors du refroidissement peut être encore plus élevée que la réduction de 10% considérée dans l'EN 1994-1-2[2] (figure IV.16). Dans la relation contrainte-déformation du béton, la déformation correspondant au pic de la contrainte a été considérée pendant le refroidissement comme fixe qui correspond à la valeur prévalait à la température maximale (Felicetti, R et al 2002) [23]. Cette hypothèse est également présentée sur la figure C.2 de l'EN 1994-1-2[2]. Les résistances résiduelles obtenues dans la partie expérimentales ont été implémentées dans le code SAFIR pour le calcul de la capacité portante des voiles vis avis aux charges horizontales en tenant compte de la charge verticale que le voile a pu supporter après refroidissement.

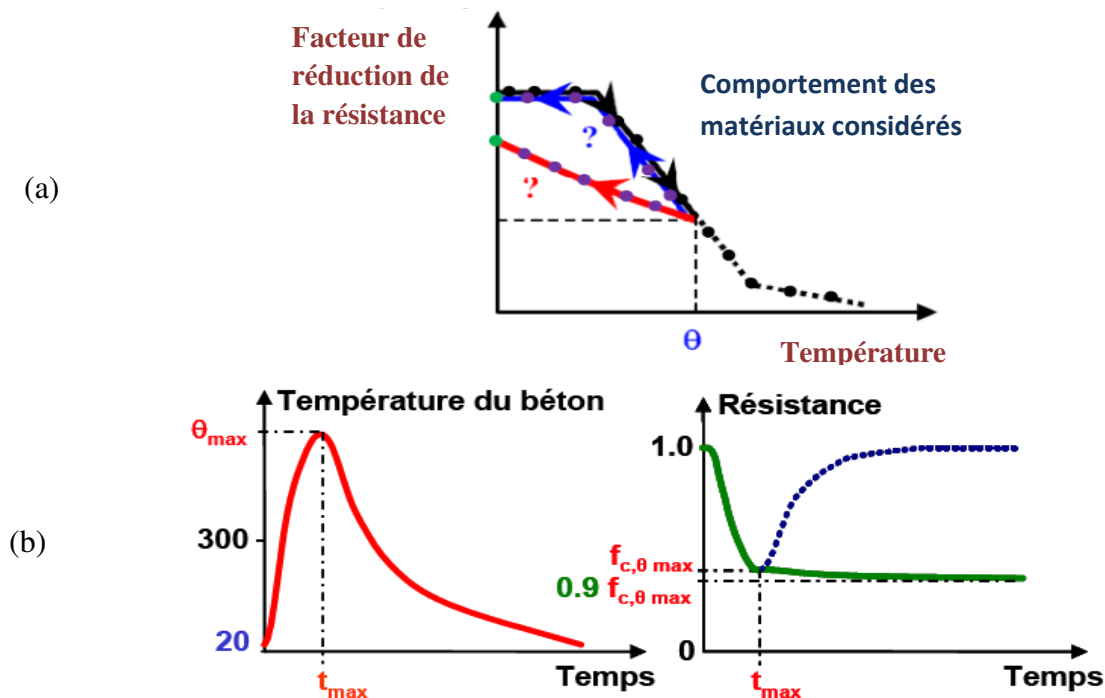


Figure IV.16 Comportement des matériaux exposés au feu, (a) Evolution de la résistance en fonction de T° , (b) comportement du béton après refroidissement

IV.5.2 Processus de l'analyse numérique

Au stade de l'analyse thermique, la distribution de température dans les sections a été déterminée par des analyses transitoires non linéaires 2D, le logiciel SAFIR suppose que la chaleur est distribuée dans les structures solides essentiellement par conduction, et à la limite de la structure, la chaleur est échangée avec l'environnement par convection et rayonnement.

Pour la conduction dans le béton, l'échange thermique est basé sur l'équation de Fourier exprimée dans un système de coordonnées cartésiennes. Le logiciel utilise un processus itératif qui évalue les températures à plusieurs pas de temps jusqu'à ce que l'équilibre thermique soit établi. Les résultats de l'analyse thermique ont ensuite été mis en œuvre dans la modélisation structurelle.

Pour l'analyse structurelle, les murs ont été discrétisés longitudinalement au moyen d'éléments de type poutre Bernoulli, et les sections transversales des éléments poutres ont été divisées en fibres correspondant aux éléments 2D de l'analyse thermique.

IV.5.2.1 Analyse thermique des voiles en béton armé

Pour la présente analyse, les mêmes courbes temps-température utilisées dans le chapitre III (figure III.11) pour l'étude expérimentale ont été choisies pour être appliquées en tant que charge thermique pour les voiles à étudier (figure IV.17). Dans la discussion des résultats, les termes suivants seront utilisés:

Phase 1: Phase de température croissante (PTC), Le cycle de chauffage consistait en une vitesse de chauffage d'environ 3 à 8°C / min jusqu'à la température cible.

Phase 2: Phase de stabilisation où la température est maintenue constante pour une durée de 90 minutes (PST).

Phase 3: Phase de refroidissement du feu (PRF), lorsque la température du gaz diminue de la température maximale à la température ambiante 20°C avec une vitesse de refroidissement d'environ 1°C/min en moyenne, au début de la phase de refroidissement.

Phase 4: Phase résiduelle (PR) lorsque la température du béton revient à la température ambiante 20°C (c'est la phase après incendie).

Ces courbes de températures sont appliquées aux voiles en béton armé sur une seule face, la seconde face ayant des conditions de température ambiante.

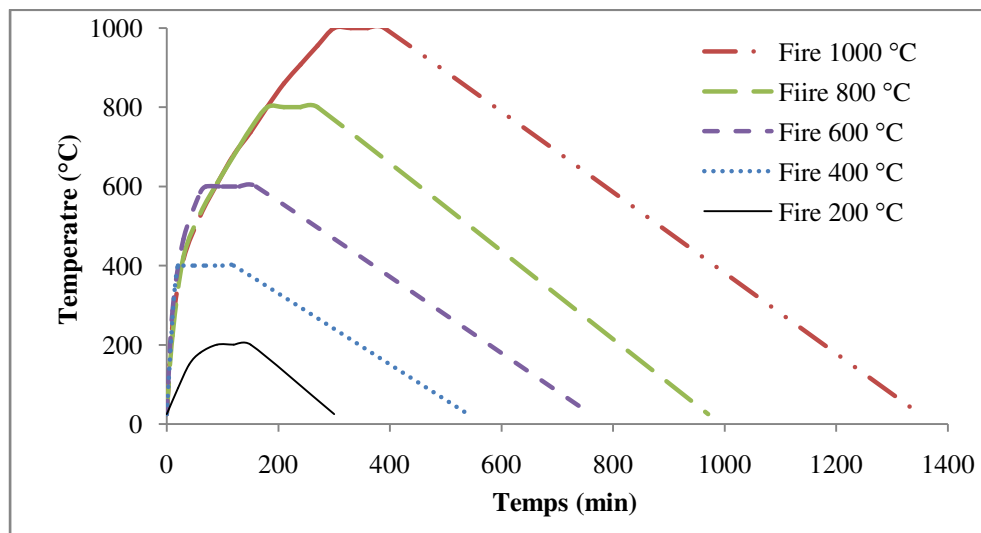


Figure IV.17 Courbe du traitement thermique des voiles: échauffement – stabilisation – refroidissement

IV.5.2.2 Analyse structurelle

A. Analyse pour l'évaluation de la capacité portante verticale

Les sections choisies sont généralement utilisées dans la construction en Algérie. Les voiles étudiés ont une épaisseur de 15, 20 et 25cm, deux nappes de 9 barres de (\varnothing 12) par mètre sont disposées symétriquement et avec un enrobage de 25mm. L'un des objectifs de ce chapitre est de donner un aperçu sur les paramètres et les conditions qui peuvent influencer la capacité portante résiduelle du mur en phase de refroidissement ou après refroidissement. Les paramètres qui ont été considérés sont:

1. Influence de la durée d'échauffement (divers scénarios de feu).
2. Influence de la hauteur effective du voile.
3. Influence de la variation de l'épaisseur.
4. Influence des conditions d'appui.

Dans cette section, le voile de 3,00m de hauteur et d'épaisseur 15cm est présenté dans la plupart des cas (voile de référence).

B. Analyse pour l'évaluation de la capacité portante horizontale

Cette analyse est conduite dans le but d'évaluer la capacité portante horizontale des voiles en introduisant une charge horizontale progressive pas à pas jusqu'à la ruine du voile. Les paramètres considérés dans cette étape de calcul sont :

1. La résistance résiduelle du béton en fonction du scénario du feu.
2. Influence de la hauteur effective du voile.
3. Influence de la variation de l'épaisseur.
4. Influence des conditions de liaison (appuis).

IV.5.3 Modélisation thermomécanique du comportement des voiles

IV.5.3 .1 Distribution de la température dans les sections

La figure IV.18 montre l'évolution de la répartition du température à travers la section des voiles d'épaisseur de 15cm et 25cm pour les phases d'échauffement et de refroidissement d'un même feu de 1000°C, on constate qu'à la fin de la phase de stabilisation (après 390 minutes du déclenchement du feu):

- La température de la face non exposée du béton est de 120°C et 57°C pour les murs de 15 et 25cm respectivement, donc on observe l'effet de l'épaisseur du mur sur l'évolution de la température.
- Concernant le béton exposée , la température à cette phase est 983°C pour les deux murs de tandis que pour les barres de la face exposée les températures sont de 695°C (différence de 288°C) et de 751°C (chute de 308°C) pour les murs de 15cm et 25cm respectivement , on remarque que la différence de température est très importante, c'est donc le rôle de l'enrobage égal à 2.5 cm qui est conçu pour fournir un minimum d'isolation thermique requis, pour protéger les barres contre l'exposition directe au feu et pour ralentir l'élévation de la température des barres d'armature.
- Pour la fin de la phase de refroidissement et malgré que les températures des faces exposées ont diminué et sont à 99°C et 133°C pour les murs de 15cm et 25cm respectivement, elles continuent à évoluer au centres des sections et sont de 146°C et 224°C pour les deux murs respectivement.

La figure IV.19 et le tableau IV.2 illustrent l'évolution de la température maximale à différents points du béton et des barres de la section transversale du mur de 15cm soumis au feu de 400°C ($t_{\text{peak}} = 20$ min) et au feu 1000°C ($t_{\text{peak}} = 300$ min). On constate :

- Contrairement aux températures de la fin de la phase d'échauffement, plus la profondeur du béton est grande, plus la montée en température est importante pendant et après la phase de refroidissement.
- La température au centre augmente d'environ 73°C et 130°C pendant le refroidissement après exposition aux feux 400°C et 1000°C respectivement.
- Le temps pour atteindre la température de pic augmente également avec la profondeur.
- Les températures maximales mesurées des barres près de la face exposée sont d'environ 242°C et 696°C respectivement, dans la face opposée, les barres ont atteint la température maximale d'environ 102°C et 216°C après exposition aux feux 400°C et 1000°C respectivement à la fin de la phase de stabilisation. Ces résultats confirment que le béton est un matériau isolant thermiquement.

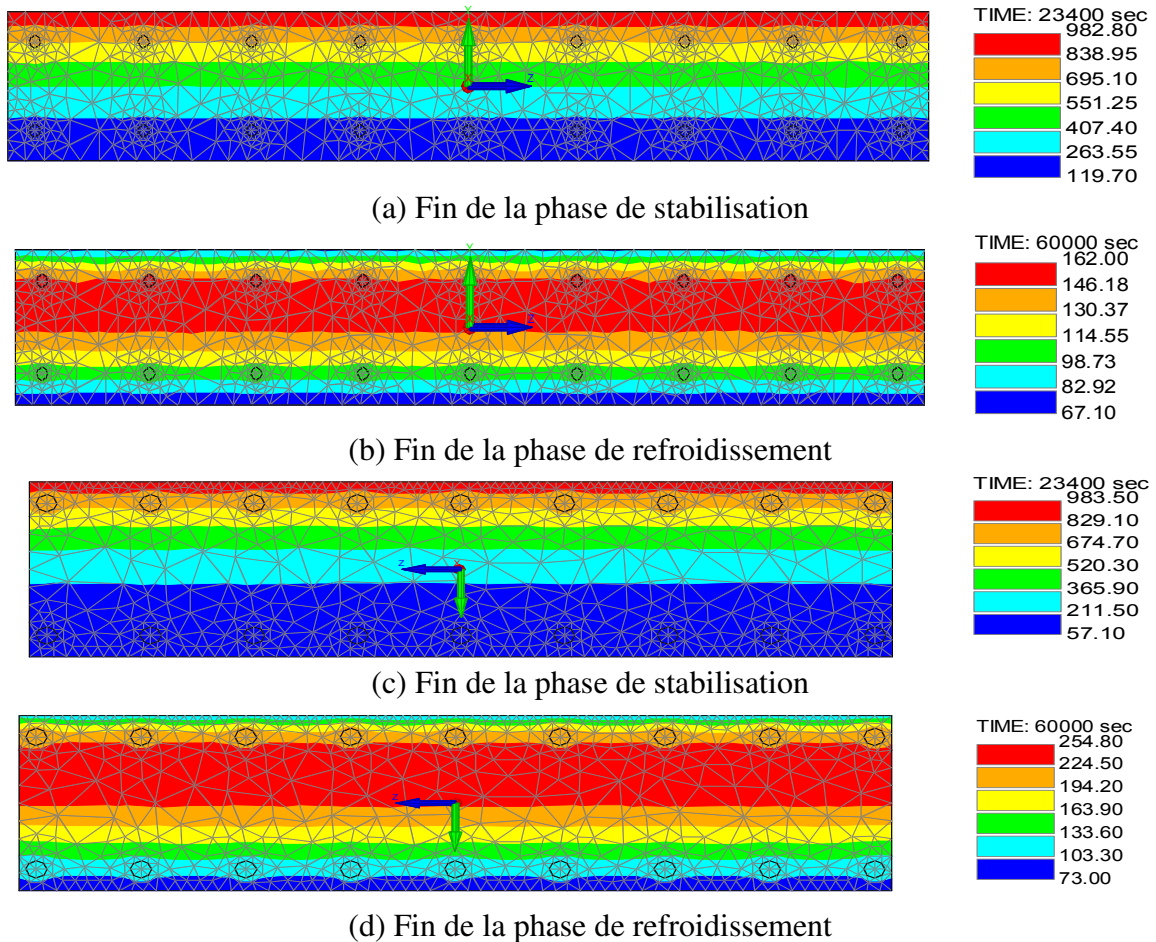


Figure IV.18 Répartition des températures pour deux phases du feu de 1000°C pour un mur de 15 cm [(a), (b)] et de 25 cm [(c), (d)]

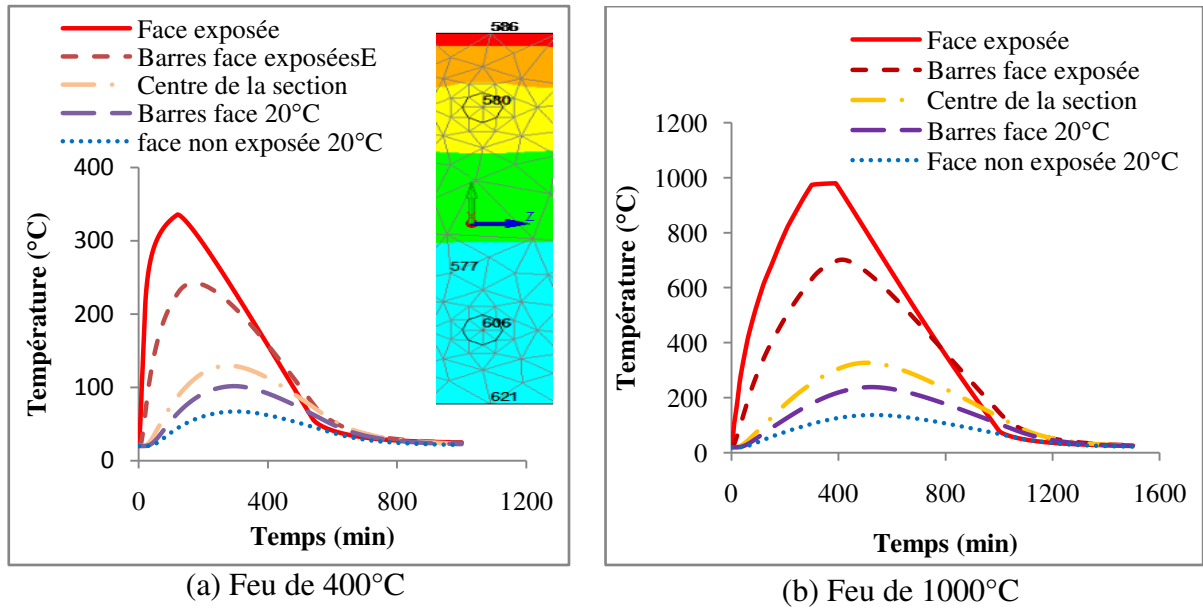


Figure IV.19 Répartition des températures dans le béton et les armatures du voile de 15 cm

Tableau IV.2 Températures dans les points sélectionnés de la section du voile

Feu de 400°C							
N° nœud	Position du nœud	Max T (°C) après 20 min (Fin phase échauffement)	Valeur moyenne	Max T (°C) après 110 min (Fin phase de stabilisation)	Valeur moyenne	Max T (°C) après 540 min (Fin phase de refroidissement)	Valeur moyenne
586	Face-exposée	207.70		336.00		56.20	
580	Barres-exposées	61.80	242.40	77.50			
577	Centre-section	20.50	129.60	73.20			
606	Barres-20°C	20.50	101.80	63.10			
621	Face-20°C	20.50	67.10	45.90			
Feu de 1000°C							
N° Nœud	Position	Max T (°C) après 300 min (Fin phase échauffement)	Valeur moyenne	Max T (°C) après 390 min (Fin phase de stabilisation)	Valeur moyenne	Max T (°C) après 1000 min (Fin phase de refroidissement)	Valeur moyenne
586	Face-exposée	974.00		980.50		79.60	
580	Barres-exposées	630.70	696.30	147.40			
577	Centre-section	251.50	308.00	129.80			
606	Barres-20°C	178.80	216.30	105.40			
621	Face-20°C	104.70	124.60	68.30			

IV.5.3.2 Processus de simulations

Le modèle de matériau utilisé dans la simulation doit reproduire le comportement de la structure qui est soumise à un chargement combiné thermique et mécanique. La réponse de la structure est fortement dépendante du chemin de sollicitations. Les déformations peuvent être complètement différentes, de signe opposé pour la même combinaison de contrainte et de température. La dilatation thermique axiale est fortement influencée par la présence de la

contrainte mécanique durant la phase de chauffage. Ceci peut être interprété comme une dépendance de la déformation thermique vis-à-vis du chemin emprunté dans l'espace contrainte-température. La déformation thermique n'est plus considérée comme une simple fonction de la température mais dépend également de l'état de contrainte appliquée pendant le chauffage. Les modèles choisis sont supposés reproduire cette phénoménologie par l'introduction de la déformation du fluage transitoire d'une manière implicite ou explicite.

Toutes les simulations ont été réalisées avec le logiciel SAFIR et avec les modèles thermiques et mécaniques actuels de l'EN 1992-1-2 [1] et l'EN 1994-1-2 [2]. La distribution de la température dans les différentes sections est obtenue par une analyse non linéaire transitoire en 2D. Chaque voile étudié est soumis en premier lieu à un chargement constant (centré ou excentré), puis la section du voile est exposée au feu naturel y compris les trois phases (échauffement, refroidissement et après refroidissement) dans le but d'évaluer les caractéristiques résiduelles des voiles. Le chargement est appliqué d'une manière décroissante et monotone et pour chaque niveau de chargement, le temps de la ruine est calculé, cette procédure est continue jusqu'à qu'il n'a plus de ruine. Le niveau de chargement correspondant représente la capacité portante du voile pour résister au feu naturel.

La figure IV.20 montre le principe de la simulation appliqué sur le voile exposée au feu naturel. Par exemple, un effort de 600kN est appliqué sur le voile, puis un feu naturel est appliqué dont la phase d'échauffement est de 30 min, le compartiment revient à la température après 140 min du début du feu, le refroidissement est suivi jusqu'à ce que la température de la section revient à la température ambiante.

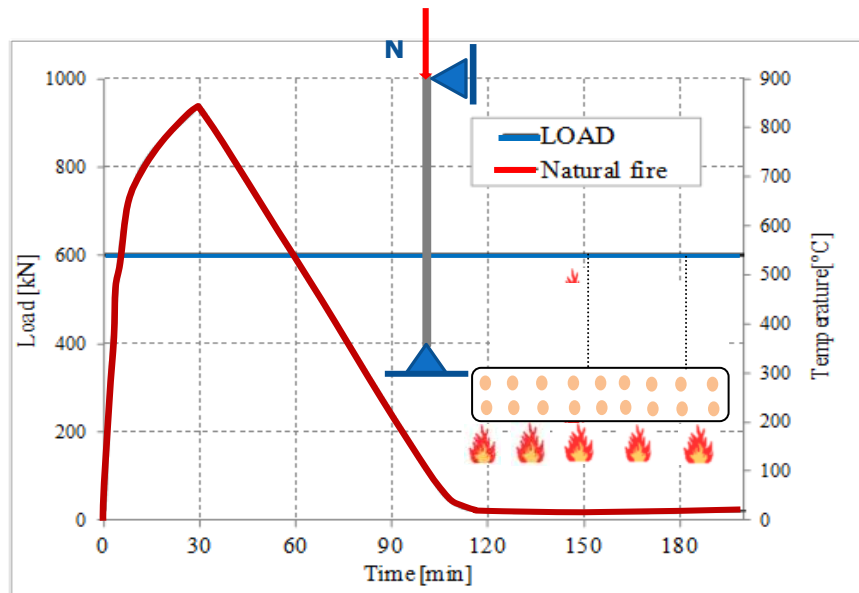


Figure IV.20 Evolution de la charge et de la température appliquée

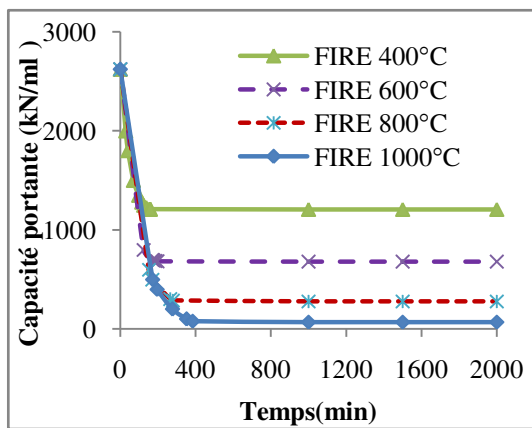
IV.5.4 Analyse paramétrique pour l'évaluation de la capacité portante verticale (N_r)

IV.5.4.1 Evolution de (N_r) en fonction de la température

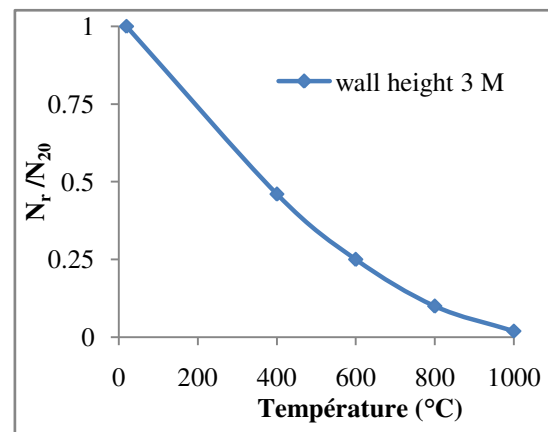
La figure IV.21 résume les processus d'analyse effectués sur le voile de référence (un mur de 15cm d'épaisseur et 3m de hauteur) exposé à un feu naturel pour des températures maximales (400, 600, 800 et 1000°C), à partir de la capacité de charge au temps

$t=0$, N_{20} (capacité à froid), la charge a été progressivement réduite et de nombreuses simulations ont été effectuées pour calculer le temps de résistance, en fonction de la valeur trouvée du temps, la rupture peut être localisée en suivant les différentes phases du feu considéré. La relation entre la charge appliquée et le temps de résistance au feu nous donne l'évolution de la capacité portante du mur. Comme on peut le voir, la capacité de charge continue à diminuer après que la température maximale du gaz est atteinte dans le compartiment. La charge qui donne la capacité portante résiduelle du mur correspond à la valeur de charge après laquelle aucune rupture n'est observée (N_r), ce qui est marqué par le fait que la courbe a une asymptote horizontale.

Sur la figure IV.21(b), la valeur de la charge résiduelle est obtenue à partir du niveau de l'asymptote horizontale définie sur la figure IV.21(a), le taux de charge (N_r/N_{20}) a été évalué pour chaque feu lorsque les températures dans la section du voile reviennent à la température ambiante. Les valeurs sur l'axe horizontal représentent la température maximale du gaz de chaque feu utilisé.



(a) Evolution de la capacité portante (N_r)



(b) Evolution de la capacité portante relative

Figure IV.21 Evolution (N_r) du voile en fonction de la température

IV.5.4.2 Influence de la hauteur effective du mur sur (N_r)

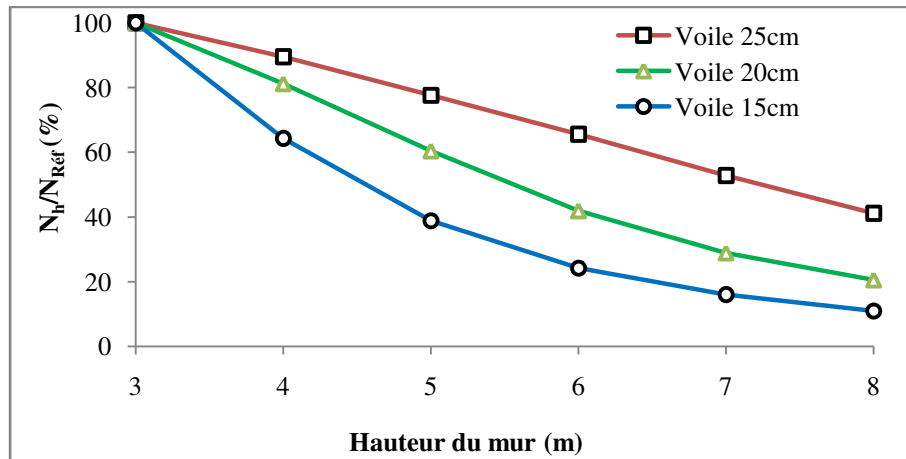
Les analyses ont été répétées pour différentes hauteurs d'un mur qui varient de 3 m à 8 m en considérant une épaisseur constante de 15 cm. Les résultats sont résumés dans le tableau IV.3 et sur la figure IV.22 pour les murs soumis à un feu naturel de température maximale de 600 °C et de 800 °C, ils montrent que :

- La capacité portante sous charges verticales à température ambiante diminue en fonction de la hauteur ce qui explique l'influence de l'effet du flambage ; pour le mur de 8 m, la charge $N_{20} = 288\text{kN}$ a été réduite à 90% par rapport à la charge du mur de 3m où $N_{20} = 2622\text{kN}$. Pour le mur de 6m sa capacité portante à froid est $N_{20} = 642\text{kN}$, elle est réduite de 75% par rapport au mur de 3m (mur de référence). La figure IV.22 (a) montre l'influence de l'effet de l'instabilité de forme sur la capacité portante du voile à froid en exprimant le rapport entre la capacité portante des voiles pour une hauteur (h) notée N_h et la capacité portante du voile de référence notée $N_{\text{Réf}}$. Pour le voile de 25cm d'épaisseur, l'influence du flambage a bien diminuée par rapport à la section de 20cm et de 15cm ce qui explique la linéarité de variation pour le voile de 25cm.

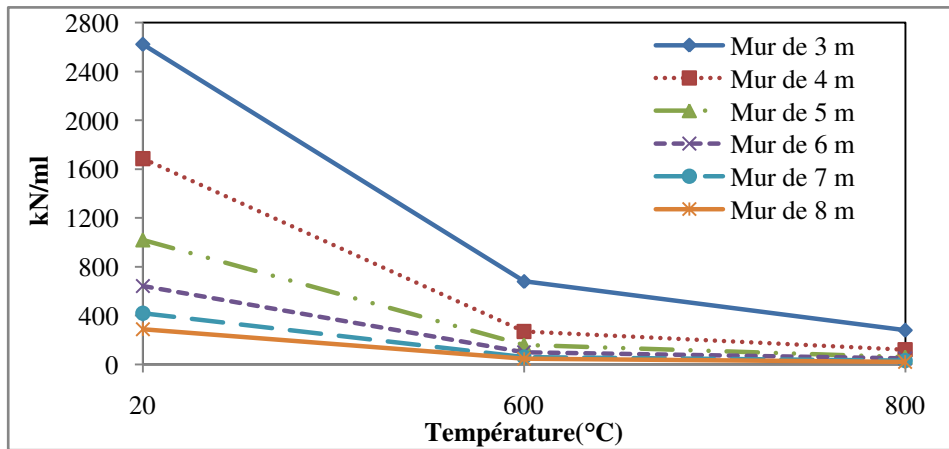
- La capacité portante résiduelle verticale est calculée pour les voiles avec différentes hauteurs pour les feux de 600°C et 800°C. Il est bien constaté que la variation est non linéaire avec l'augmentation de la hauteur du mur.
- La figure IV.23 montre que les voiles de hauteur 6m et plus, la rupture est dominée par le flambage en situation normale et en situation d'incendie.
- A partir de 800°C, on peut observer le même comportement pour les murs d'une hauteur supérieure à 4 m.

Tableau IV.3 Evolution de la capacité portante en fonction de (h) et (T°)

H	3.00 m		4.00 m		5.00 m		6.00 m		7.00 m		8.00 m	
N_r (kN)	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_{20}	$\frac{N_r}{N_{20}}$
$N_{20^\circ\text{C}}$	2622	1	1686	1	1020	1	642	1	420	1	288	1
$N_{r, 600^\circ\text{C}}$	680	0.26	270	0.16	160	0.16	100	0.15	60	0.14	45	0.15
$N_{r, 800^\circ\text{C}}$	280	0.11	120	0.07	60	0.06	50	0.077	30	0.07	20	0.07



(a) à froid



(b) à chaud

Figure IV.22 Influence de la variation de la hauteur du voile sur (N_r)

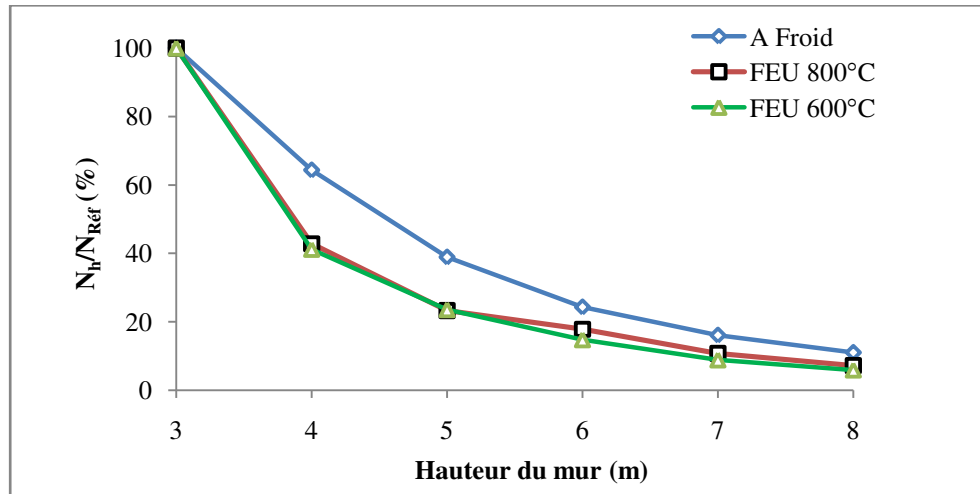


Figure IV.23 Influence de la hauteur et de la température

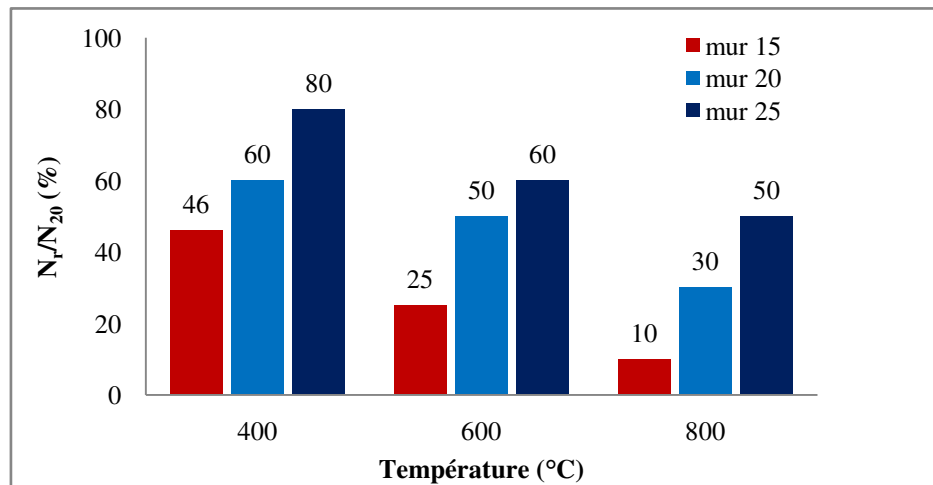
IV.5.4.3 Influence de l'épaisseur du mur sur (N_r)

Les analyses ont été répétées pour le mur de hauteur 3,00 m en considérant des épaisseurs de 15, 20 et 25 cm exposé à différents incendies de températures maximales (400, 600, 800 et 1000°C). Les résultats sont présentés dans le tableau IV.4 et la figure IV.24.

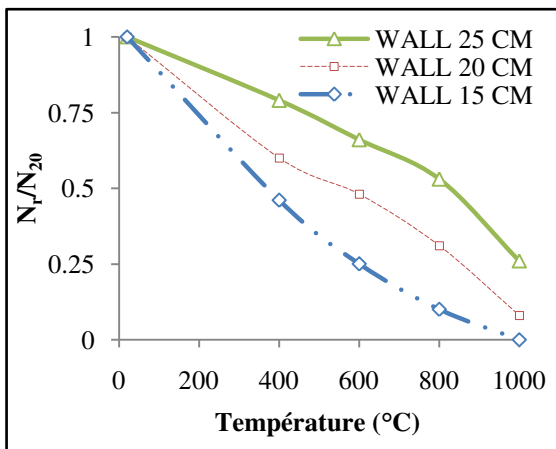
- Il est bien constaté dans le tableau IV.4 que l'évolution de la capacité portante à froid du voile de section d'épaisseur 25 cm a augmenté du triple par rapport à la section de 15cm.
- La figure IV.24 (a) montre l'évolution de la résistance résiduelle, pour le feu de 400°C, la résistance résiduelle trouvée a varié de 46%, 60% et 80% pour les épaisseurs de 15cm, 20cm et 25cm respectivement. Le gain de résistance après le feu de 600°C est de l'ordre de 25%, 50 et 60 % pour les mêmes épaisseurs précédentes, bien que pour le feu de 800°C la résistance trouvée après refroidissement est de 10%, 30% et 50% en variant les épaisseurs de 15cm, 20cm et 25cm respectivement .
- La figure IV.24 (b) donne l'évolution de la capacité portante verticale résiduelle en fonction de l'intensité du feu et l'épaisseur du voile. Pour le voile de 15cm la résistance résiduelle trouvée est de 46% et 10% pour le feu de 400°C et 800°C respectivement bien que pour le voile de 25cm, la résistance résiduelle calculée est de 79% et 53% pour les mêmes feux respectivement. L'augmentation de l'épaisseur a garanti une résistance résiduelle qui peut être un atout pour la continuité en service du voile et d'y penser à son comportement sismique par la suite et à son renforcement.
- La capacité de charge relative du voile augmente de manière non linéaire avec l'augmentation de l'épaisseur du voile figure IV.24 (c).
- La capacité de charge relative pour les différentes épaisseurs du voile décroît de manière non linéaire avec l'augmentation de la température des différents feux.

Tableau IV.4 Evolution de la capacité portante en fonction de l'épaisseur du voile

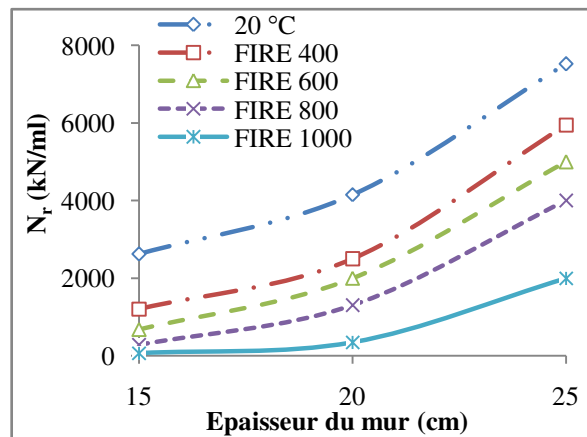
Epaisseur (cm)	15		20		25	
Capacité portante (kN)						
$N_{20\text{ °C}} (t = 0)$	2622	$\frac{N_r}{N_{20}}$	4152	$\frac{N_r}{N_{20}}$	7524	$\frac{N_r}{N_{20}}$
$N_{r, \text{ feu } 400\text{ °C}} (t_{\text{peak}} = 20 \text{ min})$	1208	0.46	2500	0.60	5950	0.79
$N_{r, \text{ feu } 600\text{ °C}} (t_{\text{peak}} = 70 \text{ min})$	680	0.26	2000	0.48	5000	0.62
$N_{r, \text{ feu } 800\text{ °C}} (t_{\text{peak}} = 180 \text{ min})$	280	0.10	1300	0.31	4000	0.53
$N_{r, \text{ feu } 1000\text{ °C}} (t_{\text{peak}} = 300 \text{ min})$	70	0.02	350	0.08	2000	0.26



(a)



(b) Evolution du (N_r / N_{20})



(c) Evolution de (N_r)

Figure IV.24 Evolution (a), (b) de (N_r) et (c) de (N_r / N_{20}) en fonction de l'épaisseur et la température

IV.5.4.4 Influence des conditions d'appui sur la capacité portante (N_r)

Pour étudier l'influence des appuis sur l'évolution de la résistance résiduelle des voiles deux cas sont présentés et qui sont généralement adopté dans les travaux d'expérimentation:

Dans le premier cas le voile est considéré simplement appui en tête (AS) et doublement appui à la base (AD) (AS-AD), le voile de 3m de hauteur et 15cm d'épaisseur est exposé à différents scénarios de feu de 400, 600, 800 et 1000°C. La résistance résiduelle calculée est de l'ordre de 46% pour le feu de 400°C, pour le feu de 800°C, elle est de l'ordre de 10%, la perte de résistance est très importante et le voile ne peut pas rester en service pour ce type de liaisons.

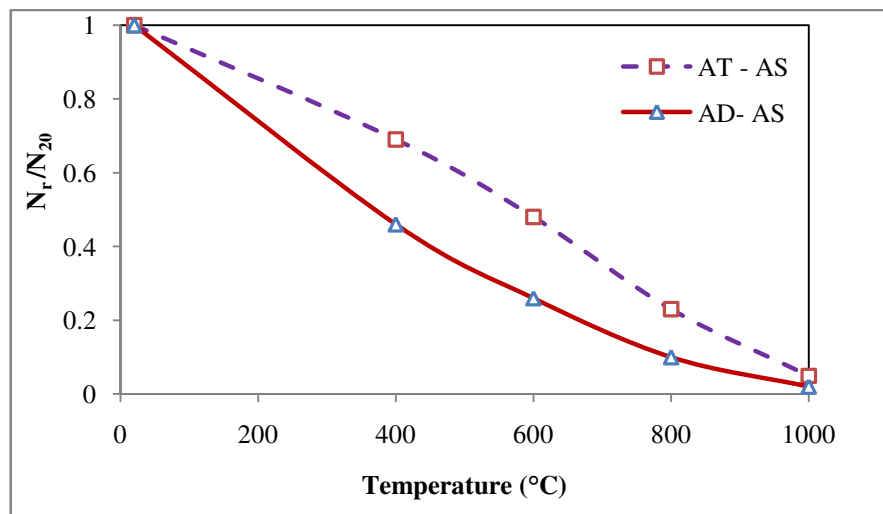
Pour le second cas, le mur est considéré encastré à sa base (AT) et simplement appuyé en tête (AS). Dans les mêmes conditions d'analyse, une amélioration de la résistance a été constatée. Pour le feu de 400°C, elle est de l'ordre de 69% tandis que pour le feu de 600°C, elle est trouvée égale à 48% et pour le feu de 800°C, elle est presque à 23%. Comme il constaté, les conditions d'appuis ont un effet très important sur l'évolution de la résistance résiduelle, Les voiles peuvent être considérés non fonctionnels après le feu de 600°C pour les deux situations envisagés.

Le tableau IV.5 et la figure IV.25 montrent l'influence des conditions d'appui et la durée de la phase d'échauffement pour différents feux naturels:

- En conclusion, la capacité de charge résiduelle (N_r) des murs est fortement influencée par le type de conditions d'appui.

Tableau IV.5 Evolution de la capacité portante en fonction des conditions d'appui

Conditions d'appui N_r (kN)	Appui Double (AD) et Appui Simple (AS)		Appui triple (AT) et Appui Simple (AS)	
	N_r	$\frac{N_r}{N_{20}}$	N_r	$\frac{N_r}{N_{20}}$
$N_{20^\circ\text{C}} (t = 0)$	2622		3405	
$N_{r, 400^\circ\text{C}} (t_{\text{peak}} = 20 \text{ min})$	1208	0.46	2350	0.69
$N_{r, 600^\circ\text{C}} (t_{\text{peak}} = 70 \text{ min})$	680	0.26	1650	0.48
$N_{r, 800^\circ\text{C}} (t_{\text{peak}} = 180 \text{ min})$	280	0.10	800	0.23
$N_{r, 1000^\circ\text{C}} (t_{\text{peak}} = 300 \text{ min})$	70	0.02	200	0.05



(a)

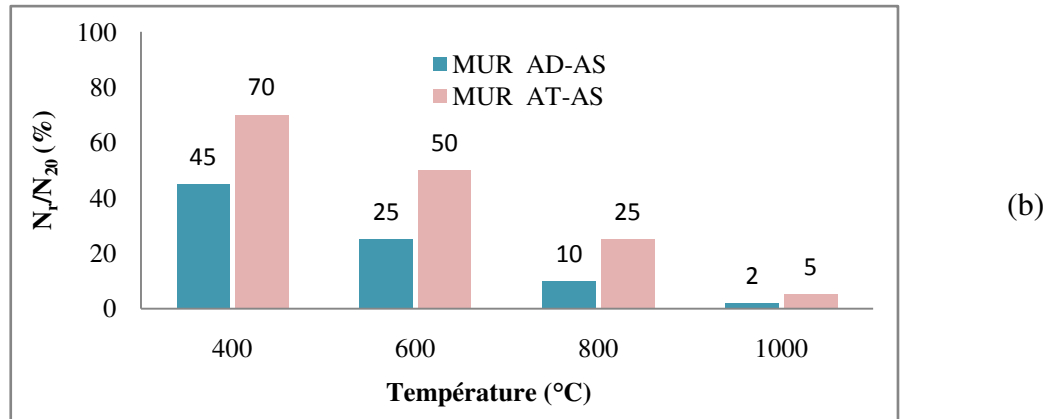


Figure IV.25 Evolution du rapport (N_r/N_{20}) en fonction du type d'appui et de la température

IV.6 Evaluation numérique de la capacité portante horizontale (H_u) des voiles

IV.6.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

IV.6.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton

A. Résistance en compression

Pour le béton, la valeur de la résistance résiduelle à la compression obtenue à partir de la partie expérimentale du chapitre III (voir tableau III.16), elle est introduite dans les données du code SAFIR (tableau IV.6).

Tableau IV.6 La valeur moyenne de ($f_{c,r}$) du béton

Temp [°C]	($f_{c,r}$) moy [MPa]	($f_{c,r} / f_{c,20}$)	Perte de (%)
20	33.05	1	0
200	27.28	0.82	17.43
400	24.42	0.74	26.09
600	12.29	0.37	62.79
800	4.98	0.15	84.91

B. Résistance en traction

La résistance en traction est considérée négligeable par hypothèse

Pour le comportement du béton, le modèle EC2 [1] est implémenté dans le code SAFIR

IV.6.1.2 Caractéristiques des Armatures

Les caractéristiques mécaniques de l'acier sont considérées réversibles donc aucune perte de résistance n'est prise dans les calculs (figure IV.26).

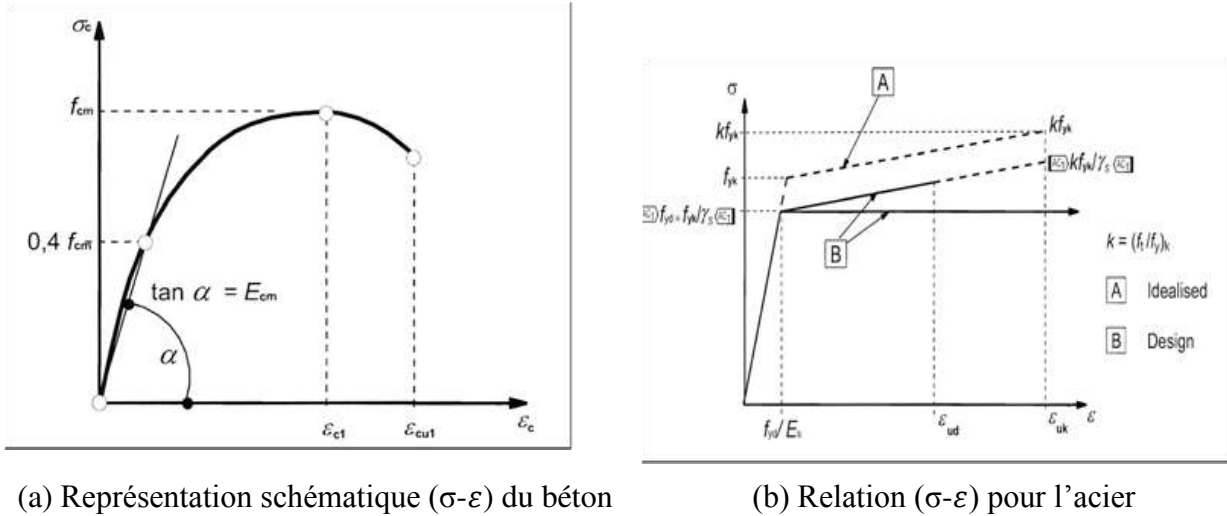


Figure IV.26 Comportement mécanique des matériaux [1]

IV.6.2 Processus de simulations

Pour la simulation numérique le voile est considéré comme une console encastrée à sa base deux cas ont été envisagés:

Dans le premier cas, le voile est soumis uniquement à une charge horizontale appliquée progressivement jusqu'à la rupture en introduisant les résistances résiduelles du béton calculées dans la partie expérimentale.

Dans le deuxième cas, la simulation consiste à appliquer une charge verticale qui est égale à la capacité portante résiduelle (N_r) après refroidissement qui est calculée dans la partie précédente. Cette charge est maintenu constante le long du processus de chargement, ensuite une force horizontale est appliquée dans le plan du voile et qui induite d'une manière progressive et monotone en considérant un pas de temps jusqu'à la ruine. Le temps total permet d'évaluer la charge horizontale maximale (H_u) que peut supporter le voile.

La charge calculée H_u représente l'effort tranchant que peut produire un séisme dans un voile lorsqu'une construction est exposée à une telle action (voir figure IV.27).

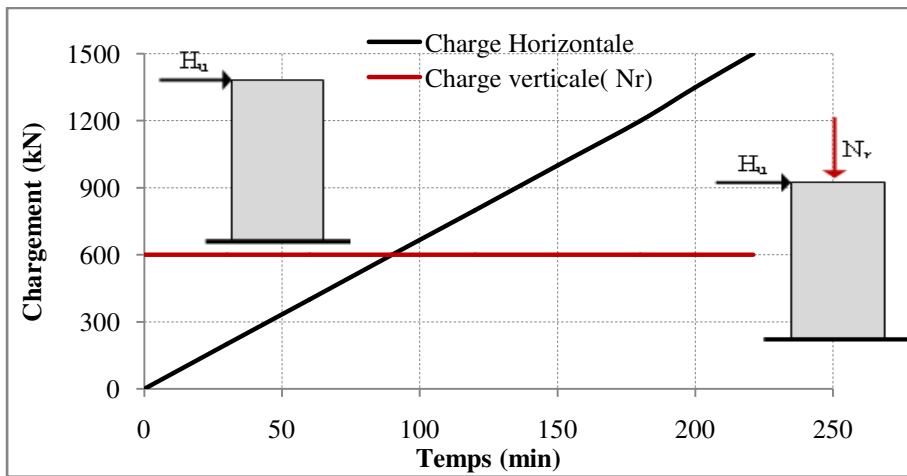


Figure IV.27 Evolution de (H_u) en fonction de N_r .

IV.6.3 Evaluation de (H_u) en fonction de la résistance résiduelle et la hauteur

L'évaluation de la charge horizontale ultime que peut supporter le voile est effectuée en considérant trois paramètres qui sont :

- La résistance résiduelle du béton après avoir été exposé à différents paliers de températures (partie expérimentale).
- La variation de la hauteur du voile ($h = 3, 4,5$ et $6m$), les voiles ont tous la même épaisseur de $15cm$.
- La capacité portante résiduelle verticale.

La figure IV.28, résume les résultats de différentes simulations selon le premier cas. La charge horizontale ultime H_u en situation normale pour le voile de $3m$ de hauteur et de $15cm$ d'épaisseur est trouvée égale à $15.3kN$. Il est constaté en considérant la résistance résiduelle après le feu de $800^{\circ}C$, la charge horizontale a diminué de 30% par rapport à la charge initiale du voile non exposé au feu. La même constatation est faite pour le voile de $4m$. Bien que les voiles élancés de $5m$ et $6m$ de hauteur, une réduction de 20% est observée. Les résultats obtenus montrent que la variation de la hauteur n'affecte pas la capacité du voile dans le sens horizontal.

Le tableau IV.7 et la figure IV.29 résument les valeurs de la capacité portante horizontale (H_u) en fonction des différentes hauteurs du mur et différentes capacités portantes résiduelles verticales conformément au cas 2. Le voile de $3m$ de hauteur et de $15cm$ d'épaisseur est considéré. Comme il est mentionné dans le tableau la charge résiduelle verticale est entre 46% et 25% pour le voile de $3m$ exposé aux feux de $400^{\circ}C$ et $600^{\circ}C$. Au delà de $600^{\circ}C$, la charge N_r devient très faible et le voile ne donne plus de la résistance suffisante, et plus la hauteur augmente plus le voile perd ses caractéristiques de résistance, par exemple le voile de $5m$ de hauteur ne retient que 15% de sa capacité portante verticale quand il est exposé à un feu de $600^{\circ}C$. Avec cette charge résiduelle le voile concerné peut survivra à tout le scénario de feu au quel il peut être exposé. Pour que le voile peut résister à toute l'action thermique au quelle il peut être soumis, la charge verticale maximale à appliquer sur le mur ne devra en aucun cas dépasser la valeur de N_r .

En considérant cette charge verticale, il est nécessaire de voir l'évolution de la capacité vis à vis aux actions horizontales.

La figure IV.29 montre une évolution monotone de la capacité portante horizontale pour tous les voiles, cette augmentation est due principalement à la réduction de la capacité portante verticale résiduelle en considérant les différents niveaux d'échauffement. La variation de la hauteur n'a présenté aucune influence sur la valeur de la charge horizontale cela est due à l'hypothèse que le voile ne subisse aucun déplacement perpendiculairement à son plan, il reste infiniment rigide pour permettre le fonctionnement d'une console. Il est bien remarqué qu'à partir de la hauteur de $4m$, les voiles ont le même comportement vis-à-vis de la charge horizontale H_u , cette charge est presque la même pour tous les voiles considérés.

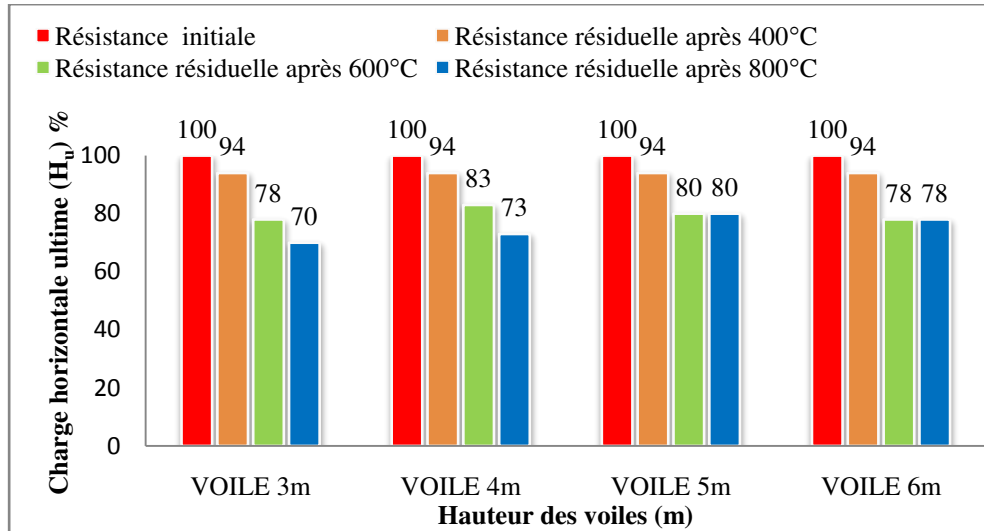
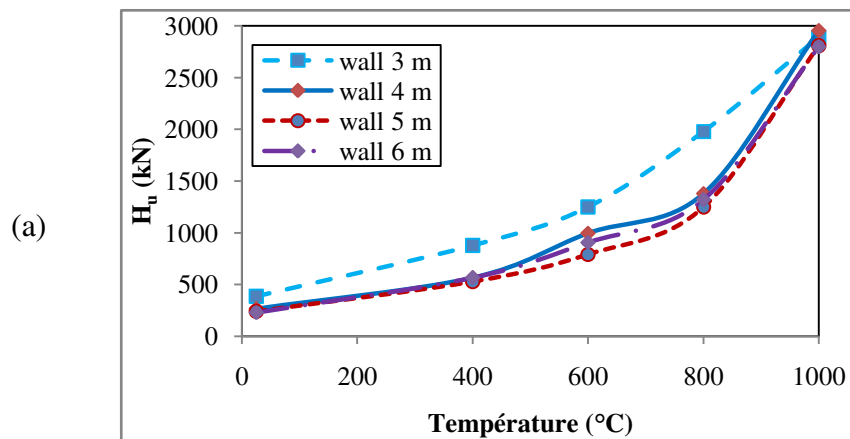


Figure IV.28 Evolution de (H_u) en fonction de la hauteur et la résistance résiduelle

Tableau IV.7 Evolution de (H_u) en fonction de la variation de la hauteur et (N_r)

		Après feu de 400°C	Après feu de 600°C	Après feu de 800°C	Après feu de 1000°C	% de la Capacité portante verticale	
H_u	Voile de 3.00m						
	N_r/N_{20}	46%	25.93%	10.67%	2.66%	50%	100%
	H_u (kN)	876	1248	1980	2892	804	384
	Voile de 4.00m						
	N_r/N_{20}	31.54%	16.07%	7.14%	1.90%	50%	100%
	H_u (kN)	564	996	1380	2952	432	264
	Voile de 5.00m						
	N_r/N_{20}	28.43%	15.49%	6.37%	1.86%	50%	100%
	H_u (kN)	528	792	1248	2808	372	240
	Voile de 6.00m						
	N_r/N_{20}	29.08%	15.72%	7.86%	1.88%	50%	100%
	H_u (kN)	564	906	1320	2796	372	228



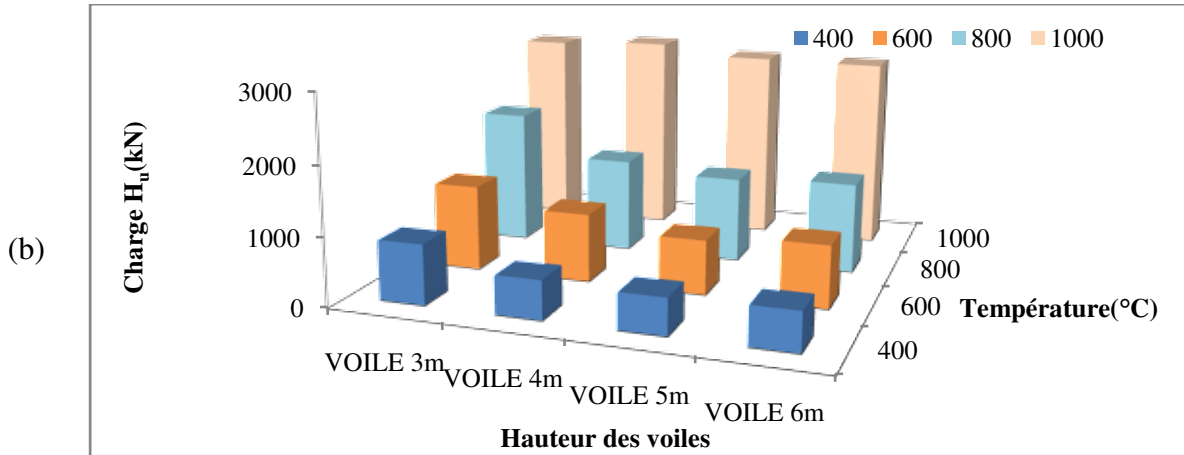


Figure IV.29 Evolution de (H_u) en fonction de la hauteur et de (N_f) : (a) et (b)

IV.7 Evaluation numérique des déplacements des voiles

IV.7.1 Evolution du déplacement latéral pour les différentes phases du feu

Le tableau IV.8 et la figure IV.30 résument l'analyse de l'évolution des déplacements latéraux aux différents nœuds d'un voile de hauteur de 4,00m avec une épaisseur de 15cm. Le voile est supposé articulé à ses deux extrémités, en calculant le déplacement latéral pour chaque phase du feu de 600 °C. Les résultats présentés montrent que:

- Le déplacement latéral est calculé à mi-hauteur en chaque fin de phase du feu, comme il mentionné sur la figure le déplacement a augmenté d'une manière significative durant la phase de stabilisation, il est de l'ordre de 12cm, en phase de refroidissement le déplacement a continué à augmenter cela est expliqué par le fait que les températures continue à augmenter vers la face non exposée. À la fin de cette phase le déplacement calculé a atteint la valeur de 14cm qui le double obtenu en phase d'échauffement. Après le refroidissement du voile le déplacement latéral résiduel est trouvé égal à 0.5cm. Le taux de chargement appliqué est de l'ordre de 17% qui représente le rapport (N_f/N_{20}) mentionné dans le tableau IV.7 ce qui montre que l'effet de l'action thermique est dominant et les contraintes thermiques induites sont la cause des déplacements enregistrés.

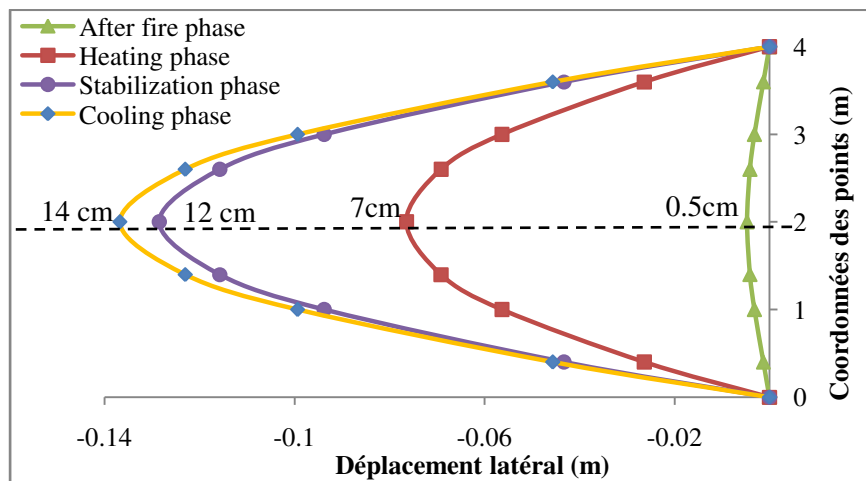


Figure IV.30 Evolution du déplacement latéral pour le voile de 4m (feu 600°C)

Tableau IV.8 Evolution du déplacement latéral pour le feu de 600°C

Charge (kN) Nœud (N° ; coordonnée)	Phase d'échauffement Capacité résiduelle = 500	Phase de stabilisation Capacité résiduelle = 300	Phase de refroidissement Capacité résiduelle = 283	Après refroidissement Capacité résiduelle = = 280
	Déplacement latéral (m)			
19 ; 3.60 m	-0.02637	-0.04328	-0.04562	-0.00133
16 ; 3.00 m	-0.05638	-0.09376	-0.09938	-0.00318
14 ; 2.60 m	-0.06919	-0.11574	-0.12299	-0.00413
11 ; 2.00 m (à mi-hauteur)	-0.07648	-0.12845	-0.13678	-0.00477
8 ; 1.40 m	-0.06916	-0.11574	-0.12299	-0.00413
6 ; 1.00 m	-0.05638	-0.09376	-0.09938	-0.00318
3 ; 0.40 m	-0.02637	-0.04328	-0.04562	-0.00133

IV.7.2 Evolution du déplacement résiduel latéral

Le Tableau IV.9 et les figures IV.31, IV.32 résument l'analyse de l'évolution des déplacements latéraux résiduels aux différents nœuds du voile de hauteur 4,00 m et d'épaisseur 15 cm. Pour le feu de 400°C aucun déplacement latéral résiduel n'est trouvé, le voile après refroidissement revient à sa position initiale. Pour le feu de 600°C, le déplacement résiduel trouvé est de l'ordre de 0.5cm dans le sens inverse de l'imperfection géométrique initiale introduite pour l'analyse numérique du voile. Le feu de 800°C a causé un déplacement résiduel de 2cm en sens inverse de l'imperfection et enfin le feu de 1000°C a provoqué un déplacement résiduel de 5cm. Le déplacement latéral du voile est provoqué dans le sens de la face du voile exposée au feu ce qui justifie le déplacement du voile de sa position initiale (côté positif) vers la position opposée (côté négatif).

Pour le feu de température maximale 1000°C, l'effet de la contrainte thermique est très important vu que le taux de chargement considéré est très faible ($N_r/N_{20}=2\%$).

- Le déplacement latéral maximal obtenu est de 23,64cm à mi-hauteur du mur après 10 minutes de la fin de la phase de stabilisation.

Tableau IV.9 Evolution du déplacement latéral résiduel dans différents nœuds du voile de 4 m de hauteur en fonction de la température

Nœud (N° ; coordonnée)	Feu	Feu 400°C $N_r = 530$ kN	Feu 600°C $N_r = 280$ kN	Feu 800°C $N_r = 120$ kN	Feu 1000°C $N_r = 32$ kN
	19 ; 3.60 m		+0.00091	-0.00133	-0.00699
16 ; 3.00 m		+0.00152	-0.00318	-0.01554	-0.03128
14 ; 2.60 m		+0.00162	-0.00413	-0.01968	-0.0405
11 ; 2.00 m (mi-h)		+0.00162	-0.00477	-0.02244	-0.0467
8 ; 1.40 m		+0.00162	-0.00413	-0.01968	-0.0405
6 ; 1.00 m		+0.00152	-0.00318	-0.01554	-0.03128
3 ; 0.40 m		+0.00091	-0.00133	-0.00699	-0.01363

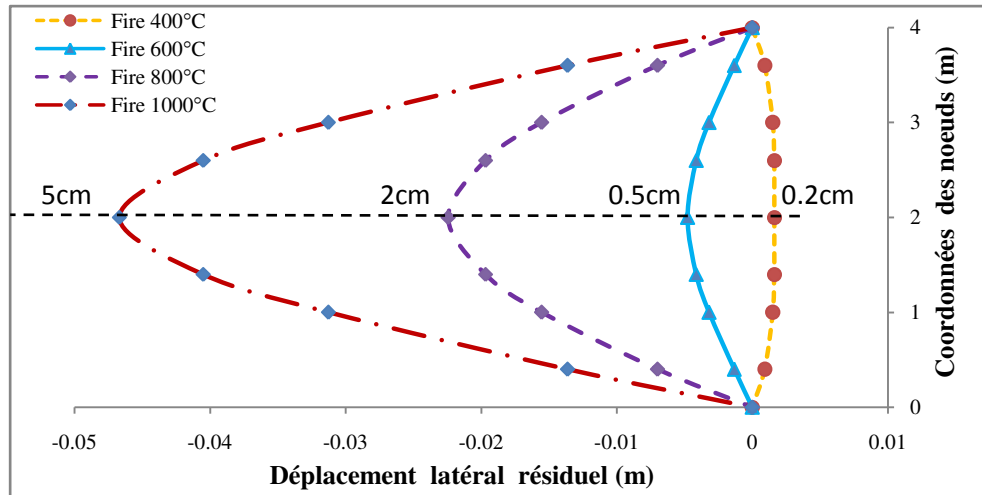


Figure IV.31 Evolution du déplacement latéral résiduel dans les différents nœuds

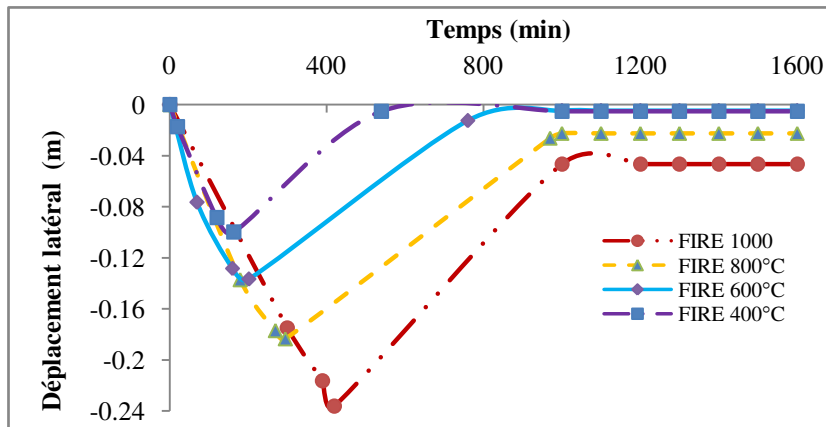


Figure IV.32 Evolution du déplacement latéral à mi-hauteur du voile

IV.7.3 Evolution du déplacement latéral sous charge horizontale (H_u)

Les figures IV.33 et IV.34 résument l'évolution des déplacements latéraux au sommet des voiles, deux cas ont été envisagés :

Dans le premier cas, les déplacements sont déterminés en conséquence de l'évaluation des charges horizontales ultimes que peut supporter un voile après une action éventuelle du feu sans prendre en considération aucune charge verticale. Les paramètres suivants ont été mis en œuvre :

- La variation de la hauteur du voile ($h = 3, 4,5$ et $6m$), les voiles ont tous la même épaisseur de $15cm$.
- La variation du scénario du feu (feu de $400, 600$ et $800^\circ C$) en introduisant les résistances résiduelles du béton correspondant à chaque niveau de chauffage.

Les résultats présentés dans la figure IV.33 montrent que:

Pour le voile de 3m, les charges horizontales ultimes montrent une réduction modérée qui est de l'ordre de 30% pour le feu de 800°C par rapport à la valeur en situation normale (à froid). Pour le déplacement latéral la même variation est constatée qui est de l'ordre de 30%.

Le déplacement ultime à froid est égal à 15cm bien que les déplacements pour les feux appliqués de 400°C, 600°C et 800°C sont de 15.3cm, 8.30cm et 9cm respectivement. La réduction du déplacement est due à la réduction de la capacité portante horizontale (charge ultime) qui est influencée par la réduction de la résistance du béton qui est de l'ordre de 85%. Pour le voile de 4m, la réduction trouvée est du même ordre de variation que pour le voile de 3m.

Pour les voiles élancés de 5m et 6m, les déplacements latéraux au sommet sont de l'ordre de 23cm et 60cm en situation normale qui correspond aux charges horizontales ultimes de 9kN et 7.65kN, la réduction est de l'ordre de 40% et 50% par rapport à la capacité du voile de 3m ce qui montre l'influence de l'augmentation de la hauteur du voile sur la résistance et les déplacements. Une augmentation de 400% est calculée pour le voile de 6m par rapport au voile de 3m.

Dans le deuxième cas, une charge égale à la capacité portante verticale résiduelle est introduite verticalement sur les mêmes voiles, qui est déterminée en considérant les mêmes scénarios du feu en utilisant le même processus de calcul décrit précédemment dans le premier cas, les déplacements latéraux résultants sous charge horizontale ultime H_u sont représentés sur la figure IV.34.

En fonction de l'augmentation de la température, la capacité verticale N_r diminue en conséquence et la charge H_u augmente, ce qui donne des déplacements latéraux plus importants, en considérant le voile de 4m pour le feu de 800°C un déplacement de l'ordre de 18cm est trouvé qui représente 600% par rapport à la situation à froid. Le déplacement latéral maximal est de 24,65cm (représente 6% de la hauteur du voile) obtenu pour le feu de 1000°C.

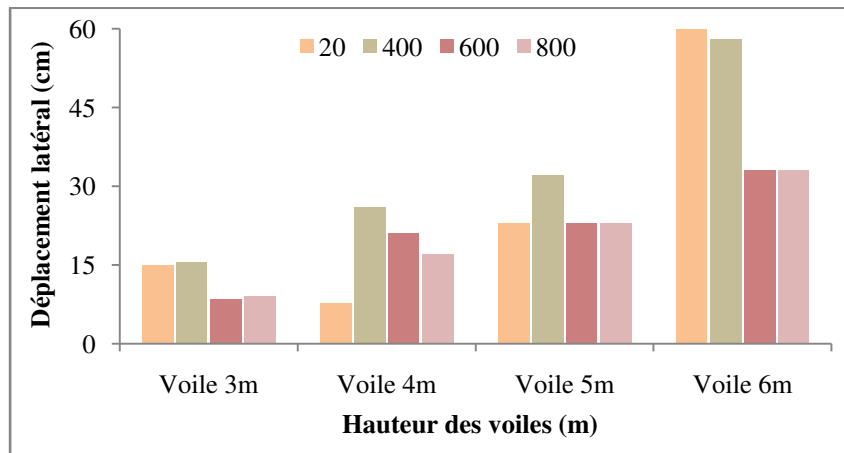
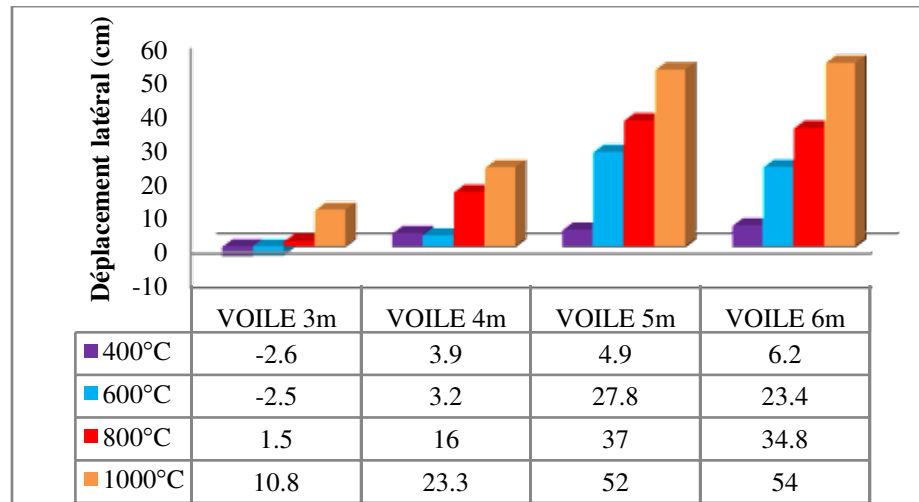
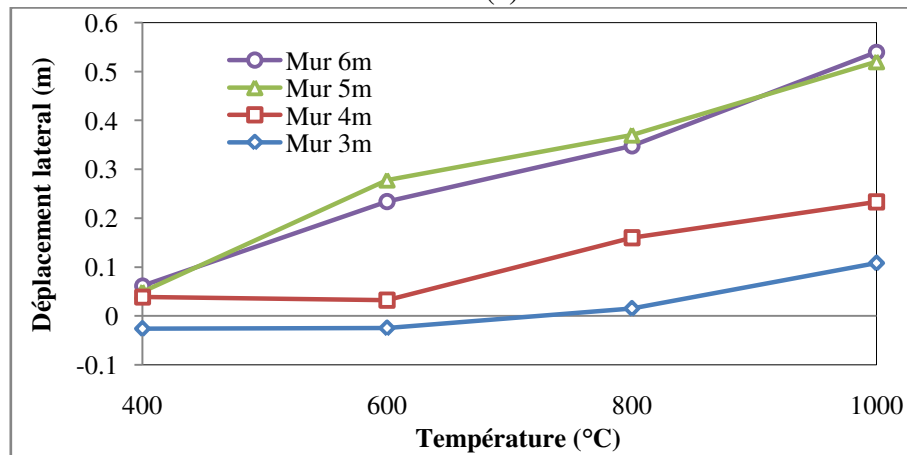


Figure IV.33 Evolution du déplacement latéral sans (N_r)



(a)



(b)

Figure IV.34 Evolution du déplacement latéral avec (N_T)

IV.8 Conclusion

Sur la base des résultats des simulations numériques qui ont été réalisées, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- La capacité portante verticale résiduelle du mur a été considérablement affectée par l'augmentation des températures au-delà de 600°C. Pour une température maximale de 800°C, une réduction d'environ 97% de la capacité portante verticale des voiles a été trouvée.

- La température maximale à l'intérieur de la section du béton est souvent atteinte pendant la phase de refroidissement pour une durée de 5 heures. On constate que plus la profondeur du béton est grande, plus la montée de températures est importante pendant et après la phase de refroidissement. Cela montre que les situations les plus critiques pour la rupture tardive surviennent pour les murs à section massive. Les résultats indiquent également que ce risque d'effondrement après la phase d'échauffement est aussi bien observé pour les murs simplement appuyés. Les murs de sections minces subissent une très forte réduction de la capacité portante verticale post-incendie par rapport aux murs moins élancés.

En considérant la variation de la hauteur, le comportement des voiles a été dominé beaucoup plus par l'instabilité géométrique due à l'effet de l'élanement que par le niveau d'échauffement.

- En ce qui concerne l'influence de la variation de la hauteur du mur entre 3 et 6m, la capacité portante latérale après l'action du feu n'a pas été considérablement affectée par la température jusqu'à 200°C. Pour les températures supérieures à 400°C, une réduction d'environ 27% à 35% de la capacité portante latérale du voile a été déterminée. Cette réduction est due à la dégradation des propriétés résiduelles du béton suite à l'action du feu. En raison de sa faible capacité de charges axiales résiduelles, une légère réduction de la capacité portante latérale a été observée pour le mur exposé au feu de 1000°C.

- Pour les charges verticales, un faible déplacement latéral résiduel d'environ (0,04% - 0,56%) à mi-hauteur du mur de 4m, a été observé pour les températures allant jusqu'à 800°C. Le déplacement latéral maximal a été approximativement égal à 3,5% de la hauteur calculé en phase de refroidissement pour le feu de 600°C. Pour les charges horizontales, le déplacement latéral maximal au sommet du mur était compris entre 1,75% et 6% de la hauteur pendant la phase de refroidissement pour les feux au-delà de 600°C.

- L'action du feu a eu un effet majeur sur la rigidité résiduelle jusqu'à la plastification car la réponse structurale est régie par les propriétés résiduelles du béton, après la phase d'élasticité les caractéristiques des armatures restaurées après refroidissement sont plus dominantes.

D'autres expériences sont nécessaires pour comprendre pleinement le comportement des voiles en béton après une exposition au feu et aux actions horizontales combinées.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, un travail d'investigations expérimentales et numériques est réalisé pour l'analyse thermique et mécanique du comportement des voiles en béton armé exposés à différents scénarios de feu naturel, en considérant un ensemble de paramètres. L'étude a été entreprise dans le but de fournir des connaissances sur le comportement des voiles en phase de refroidissement et après refroidissement et de proposer ensuite une nouvelle approche pour évaluer la résistance au feu des voiles. Cette thèse présente une contribution à l'amélioration et la compréhension du comportement thermomécanique des voiles sous le feu naturel et l'évaluation de leur capacité portante vis à vis aux actions horizontales après un endommagement éventuel provoqué par l'action du feu.

Sur le plan pratique cette phase est très importante pour la réflexion de l'ingénieur de s'interroger sur la possibilité que les éléments porteurs de la structure et qui sont endommagés par le feu puissent reprendre une éventuelle action sismique future. Le taux de la capacité portante récupéré représente une donnée importante pour connaître si le voile peut continuer à résister vis-à-vis aux actions de service et accidentelles ou de prévoir un moyen de son renforcement.

L'Utilisation du code SAFIR, a permis d'entreprendre une étude paramétrique large pour l'analyse thermomécanique des voiles sous conditions de feu naturel. Le modèle thermique du logiciel a permis de déterminer l'évolution des températures dans les voiles sous le feu naturel. L'analyse numérique du comportement structurel de voiles soumis à un incendie naturel est conduite en utilisant les modèles des Eurocodes pour le béton et l'acier.

Les résultats expérimentaux ont pu conduire aux conclusions suivantes :

L'impact de la température élevée sur la perte de masse après refroidissement n'est pas considérable et les pertes de résistance après refroidissement sont moins élevées d'environ 10 % pour le béton à base de ciment CEM II par rapport au béton à base de CEM I jusqu'à 600°C.

La résistance résiduelle à la compression n'a pas été affectée par la température jusqu'à 400°C. La réduction de la résistance résiduelle du béton exposé au feu de 800°C était de l'ordre de 85% par rapport à la valeur initiale. Les mêmes valeurs de réduction ont été obtenues par la méthode non destructive par l'UPV.

La réduction dans le module d'élasticité statique et dynamique est plus importante que dans la résistance à la compression. Elle peut atteindre à 800°C un taux de 98%.

Les résultats obtenus pour la résistance résiduelle et du module d'élasticité ont montré un bon accord avec les résultats expérimentaux et analytiques donnés par les recherches examinées.

Les valeurs de la résistance résiduelle à la compression obtenues seront implémentées dans le code SAFIR pour la modélisation du comportement des voiles exposés au feu sous charges verticales et horizontales

Pour la modélisation numérique du comportement des voiles, les conclusions suivantes sont tirées :

L'analyse thermique a montré que les températures durant la phase de refroidissement continuent à augmenter à l'intérieur des sections étudiées en béton. Plus la profondeur du

béton est grande, plus la montée de températures est importante pendant et après la phase de refroidissement.

La capacité portante verticale résiduelle du mur a été considérablement affectée par le feu au-delà de 600°C, la réduction a atteint 97% de la capacité portante initiale pour 800°C.

Les situations les plus critiques pour la rupture tardive surviennent pour les murs à section massive. Les résultats indiquent également que ce risque est aussi observé pour les murs simplement appuyés. Les murs de sections minces subissent une très forte réduction de la capacité portante verticale post-incendie par rapport aux murs moins élancés.

En considérant la variation de la hauteur, le comportement des voiles a été dominé beaucoup plus par l'instabilité géométrique due à l'effet de l'élancement que par le niveau d'échauffement.

Pour les murs de 3 à 6m de hauteur, la capacité portante latérale après l'action du feu n'a pas été considérablement affectée par des températures jusqu'à 200°C. Pour les températures supérieures à 400°C, une réduction d'environ 27% à 35% de la capacité portante latérale du voile a été trouvée.

Le déplacement latéral maximal sous charges verticales était de l'ordre de 3,5% de la hauteur du voile calculé en phase de refroidissement pour le feu de 600°C. Pour les charges horizontales, le déplacement latéral maximal au sommet du mur était compris entre 1,75% et 6% de la hauteur pendant la phase de refroidissement pour les feux au-delà de 600°C.

Une augmentation de la capacité portante latérale en fonction du niveau de chauffage est calculée, elle est la conséquence de la diminution de la charge verticale appliquée sur le voile, il est donc recommandé pour la conception des voiles dans de telle situation de minimiser l'action verticale.

L'action du feu a eu un effet majeur sur la rigidité résiduelle jusqu'à la plastification car la réponse structurale est régie par les propriétés résiduelles du béton, après la phase d'élasticité les caractéristiques des armatures restaurées après refroidissement sont plus dominantes.

D'autres études sont nécessaires pour comprendre pleinement le comportement des voiles en béton après une exposition au feu et aux actions horizontales combinées.

PERSPECTIVES

Dans le cadre d'une thèse de doctorat, les objectifs et le champ de l'étude sont souvent limités par des hypothèses. Dans cette étude, nous nous sommes limités à des voiles en béton armé en considérant certains paramètres jugés importants pour la prédiction de la rupture après la phase de refroidissement et l'évaluation de la capacité portante latérale. Pour conclure ce travail, il est utile de dresser une liste des sujets qui pourraient être élaborés dans les futures recherches :

- 1- Développement d'un nouveau modèle pour le béton qui tient compte de la perte additionnelle de la résistance du béton qui est bien supérieure à 10%.
- 2- Etude expérimentale sur les propriétés thermiques et mécaniques résiduelles du béton en considérant différents régimes de refroidissement.

- 3- Développement d'un modèle qui prendra en compte le comportement non réversible de l'acier, certaines indications bibliographiques montrent que ce comportement est évident pour des températures élevées (supérieures à 600°C). (étude expérimentale et modélisation).
- 4- Etude expérimentale du comportement des voiles soumis à un séisme après avoir été exposés au feu.
- 5- Etude de la redistribution des sollicitations dans les structures en phase de refroidissement.
- 6- Etude de la réhabilitation et des techniques de renforcement des structures en béton armé après exposition au feu.
- 7- Analyse globale du comportement sismique des structures après l'action du feu.

Références Bibliographiques

Introduction générale

- [1] ISO834 (1999). "Fire resistance test of building construction. International Organization for Standardization".
- [2] Magnusson, S. E., and Thelandersson, S. (1970). "Temperature - Time Curves of Complete Process of Fire Development". Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin Vol 16, pp.184. Lund Institute of Technology, Sweden.
- [3] EN 1991-1-2-2002, Eurocode 1. "Actions sur les structures - Partie 1-2:Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu". Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2002.
- [4] Dimia, M. S. (2014). "Calcul des colonnes en béton armé, mixtes et en acier en considérant la résistance au feu ".Thèse de doctorat, Université de Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.
- [5] Franssen, J.M. (1987). "Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton". Thèse de doctorat, université de liège, Belgique. pp.276.
- [6] Franssen, J.M. (1997). "Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments". Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'agrégé de l'enseignement supérieur (Thèses annexes), université de liège .pp.443.
- [7] Gernay, T. (2012). "A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation including transient creep and cooling down phases". Thèse de doctorat, Université de liège, Belgique, 269 pages.
- [8] Sekkiou, S (2019). "Modélisation numérique des poteaux mixtes avec profils creux exposés à l'incendie naturel" .Thèse de doctorat, Université Batna 2, Batna, Algérie.
- [9] Kirby, B.R., Lapwood, D.G., and Thompson, G. (1986). "The Reinstatement of Fire Damaged Steel and Iron Framed Structures". British Steel Corporation Swinden Laboratories, pp.79.
- [10] Li, Y.-H., and Franssen, J.M. (2011). "Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire". Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 2 No. 1, pp. 29-44.
- [11] Cvetkovska, M., Cvetanovski, P., and Mihajlov, V. (2009) " Numerical and experimental determination of residual strength after action of fire». Application of Structural Fire Engineering, Prague, Czech Republic.
- [12] Chang, Y.F., Chen Y.H., Sheu, M.S. and Yao G.C. (2006). "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures". Cement and Concrete Research 36, pp. 1999-2005.
- [13] Klingsch, E., Frangi ., A, Fontana., Mario (2009). "Experimental analysis of concrete strength at high temperatures and after cooling". Application of Structural Fire Engineering, 19-20 Feb, Pragues, Czech Republic. pp 216-221.
- [14] Felicetti, R., and Gambarova, PG. (1998). "Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes". ACI Materials Journal 95(4), pp.395-406.
- [15] Chan, Y.N., Peng, G.F., and 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 , Volume 21, Issue 1, pp. 23-27.
- [16] Torić, N., Boko, I., Juradin, S., and Baloević, G. (2016). " Mechanical Properties of Light-Weight Concrete After Fire Exposure."Structural Concrete Journal 17(6),pp.1071-1081.
- [17] Dvořák, R., and Chobola, Z. (2018). "Non-destructive testing and X-Ray Diffraction analysis of high- temperature degraded concrete" The Civil Engineering Journal, 03(22), pp. 268-275.
- [18] Ngo, T.D., Fragomeni, S., Mendis, P. and Ta, B. (2013). "Testing of Normal- and High-Strength Concrete Walls Subjected to Both Standard and Hydrocarbon Fires". ACI Structural Journal 110, no.3, pp. 503-510.

- [19] Dimia, M. S. and Fellah, F. (2012). "Predicting collapse of concrete load bearing walls exposed to parametric fires." Proceedings of the 10th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE 2012).
- [20] Deshpande, A. A. and Andrew, S. W. (2018). "An Experimental Study of the Response of Squat Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Combined Thermal and Seismic Loading", Technical Report; Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, The State University of New York, USA.
- [21] Mueller, K.A., and Kurama, Y. C. (2017) "Out-of-Plane Behavior of Reinforced Concrete Bearing Walls after One-Sided Fire." ACI Structural Journal, 114, no. 1, pp.149-160.
- [22] Mistri, A., Davis, P. R., and Sarkar, P. (2016). "Condition assessment of fire affected reinforced concrete shear wall building—A case study." Advances in Concrete Construction 4, no. 2, pp.89-105.
- [23] Hayhoe, W.C., and Youssef, M.A. (2013). "Structural Behaviour of Concrete Walls during or after Exposure to Fire: A Review." Proceedings of the CSCE General Conference.
- [24] Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G. C., and Sheu, M.S. (2009). "Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns." Fire Safety Journal, 44, no. 5, pp.741-748.
- [25] Dimia, M.S, Guenfoud, M., Gernay, T., and Franssen, J.M. (2011). "Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire". Journal of Fire Protection Engineering, 21, no. 4, pp. 245-263.
- [26] Gernay, T., and Dimia, M.S. (2013). "Structural Behaviour of Concrete Columns Under Natural Fires." Engineering Computations, 30, no. 6, pp.854-872.
- [27] Awad, Y.A. E-S .K. (2018). "Effect of Extinguishing Method on the Behaviour of RC Columns Subjected to Fire". Master .Dissertation, in Shams university Cairo .Egypt.
- [28] Obaidat, Y. T., and Haddad, R. H. (2016). "Prediction of residual mechanical behavior of heat-exposed LWAC short column: a NLFE model". Structural Engineering and Mechanics, 57, no. 2, pp.265-280.
- [29] Lin, C.H., and Tsay, C.S. (1990). "Deterioration of strength and stiffness of reinforced concrete columns after fire". Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol 13, 3, pp.273-283.
- [30] Benmarce, A., and Guenfoud, M. (2005). "Behaviour of axially restrained high strength concrete columns under fire". Construction and Building Materials, pp.6.
- [31] Benmarce, A., and Guenfoud, M. (2015). "Experimental behaviour of high-strength concrete columns in fire". Magazine of Concrete Research, Volume 57 Issue 5, pp. 283-287.
- [32] Dotreppe, J.C., Franssen, J.M., and Vanderzeypen, Y. (1999). "Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions". ACI Structural Journal 96(1), pp.9-18.
- [33] Bennetts, I.D., and Thomas, I.R. (2002). "Design of steel structures under fire conditions". Progress in Structural Engineering and Materials, Volume 4, Issue 1, pp. 6-17.
- [34] Wang, P., Li, G., and Guo, S. (2008) "Effects of the cooling phase of a fire on steel structures". Fire Safety Journal, 43(6), pp.451-458.
- [35] Profil Arbed (1999). "Competitive Steel Building through Natural Fire Safety Concept". Final Report, RPS Report n°32, Centre de recherches.
- [36] Lie, T.T., and Chabot, M. (1993). "Evaluation of the fire resistance of compression members using mathematical models". Fire Safety Journal, Volume 20, Issue 2, pp.135-149.
- [37] Han, L.H., Zhao, X.L., and Tao, Z. (2001). "Tests and mechanics model for concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns". Steel and Composite Structures, Volume 1, Issue 1, pp.51-74.
- [38] Zha, X.X. (2003). "FE analysis of fire resistance of concrete filled CHS columns". Journal of Constructional Steel Research, Vol 59, Issue 6, pp. 769-779.
- [39] Chu, T. B. (2009). "Hollow steel section columns filled with self-compacting concrete under ordinary and fire conditions". Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique, pp.245.

- [40] Renaud,C.(2003).“Modélisation numériques, expérimentation et dimensionnement pratique des poteaux mixtes avec profil creux exposés à l’incendie ”. Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Rennes.
- [41] Lie,T.T., and Kodur,V.K.R.(1996).“Fire resistance of steel columns filled with bar-reinforced concrete”. *Journal of Structural Engineering*, vol 122(1), pp.30-36.
- [42] EN 1994-1-2-2005, Eurocode4. “ Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Août 2005.
- [43] Guyaux, P., and Janss, J. (1979). “Comportement au flambement des tubes en acier remplis de béton”. Centre des recherches scientifiques et techniques de l’industrie des fabrications métalliques(C.R.I.F), MT65, Bruxelles.
- [44] Kordina, K., and Klingsch, W. (1983). “Fire resistance of composite columns of concrete filled hollow sections”. Report CIDECT n°15C1/C2, Paris, France.
- [45] Rush, D., Bisby,L., Allan Jowsey,A., Melandinos,A., and Lane,B. (2012).“Structural performance of unprotected concrete-filled steel hollow sections in fire”. A review and meta-analysis of available test data. *Steel and Composite Structures*, Vol. 12, No. 4, pp. 325-352.
- [46] Kodur, V. K.R.,and Fike, R. (2009). “Response of Concrete-Filled HSS Columns in Real Fires”. *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 46, pp. 243-256.
- [47] Fike, R., and Kodur, V. K.R.“An Approach for Evaluating the Fire Resistance of CFHSS Columns under Design Fire Scenarios”. *Journal of fire protection engineering*, Vol, 19, pp.229-259.
- [48] Afaghi-Darabi, A. and Abdollahzadeh, G. (2019). “Effect of cooling rate on the post-fire behavior of CFST column”.*Computers and Concrete*, 23 (4), pp.281-294.
- [49] Dimia, M.S., Sekkiou, S., Baghdadi, M., and Guenfoud,M . (2017). “Structural behaviour of concrete filled hollow steel sections exposed to parametric fire”. *Challenge Journal of Structural Mechanics*, 3(4), pp.160–165.
- [50] Sekkiou, S., Lahbari, N., Bernard, F. and Dimia, M. S. (2018). “Thermo-Mechanical Behaviour of Steel-Concrete Composite Columns under Natural Fire Including Heating and Cooling Phases”. *International Journal of Engineering Research in Africa*, 35(221), pp. 221-240.
- [51] Balaji, A., Aathira, M. S., Pillai, T. M., and Nagarajan, P. (2016). “Reliability studies on RC beams exposed to fire based on IS456: 2000 design methods”, *Structural Engineering and Mechanics*, 59(5), pp.853-866.
- [52] Guergah, C (2018). “Contribution à l’étude au feu des éléments en béton armé -Prise en compte de l’écaillage du béton”. Thèse de doctorat, Université de Guelma, pp. 136.
- [53] Bihina , G. (2011). “ Analyse du comportement au feu des planchers mixtes acier-béton constitués de poutres cellulaires. Thèse de doctorat, université Blaise Pascal -Clermont II, pp.206.
- [54] Sadaghian, H., and Masood Farzam (2019). “Numerical investigation on punching shear of RC slabs exposed to fire”. *Computers and Concrete*, Vol. 23, No. 3, pp. 217-233.
- [55] Demir, U., Green, M. F., and Iiki,A. (2020). “Post fire seismic performance of reinforced precast concrete columns”. *PCI journal*, 65, no. 6, pp. 62 – 80.
- [56] Bailey, C. G. and Yaqub, M. (2012). “Seismic Strengthening of Shear Critical Post-heated Circular Concrete Columns Wrapped with FRP Composite Jackets”. *Composite Structures* 94, no.3, pp.851–864.
- [57] Bénichou, N., Mostafaei, H., Green, M. F., and Hollingshead, K. (2013). “The Impact of Fire on Seismic Resistance of Fibre Reinforced Polymer Strengthened Concrete Structural Systems”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40 no.11,pp.1044–1049.
- [58] Mostafaei, H., and Hum, J. K. (2010). “Response Simulation of Reinforced Concrete Columns under Lateral Loads.” *Research Report of National Research Council of Canada*. Institute for Research in Construction,no. IRC-RR-294, pp. 55.

- [59] Saatcioglu, M., and Ozcebe, G. (1989). "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading". *ACI Structural Journal* 86, no. 81, pp.3-12.

Chapitre I

- [1] Nonat, A. (2008). "L'hydratation des ciments, La durabilité des bétons". *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. pp. 25-50.
- [2] 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, France*. 260 pages.
- [3a] Regourd, M., and Hornain, H. (1975). "Applications de la microscopie électronique à balayage, *Revue des Matériaux de Construction*". n° 693, pp.73-87.
- [3b] Regourd, M. (1982). "Le béton hydraulique, chapitre l'eau". *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. pp. 59-68.
- [4] Nguyen, VT. (2013). "Comportement Des Bétons Ordinaire et à Hautes Performances Soumis à Haute Température : Application à Des éprouvettes de Grandes Dimensions" *Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise, France*
- [5] Diamond, S. (1986). "The microstructure of cement paste in concrete" .In *proceeding of the 8th international on the chemistry of cement, Rio de Janeiro, Brasil, Vol. 1, pp. 122-147*.
- [6] Perraton, D., Aïtcin, P. C., Carles-Gilbergues, A. (1999). "Mesure de la perméabilité aux gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Partie II – étude de l'influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas d'un BHP". *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol 221, pp. 79-87*.
- [7] Mouret, M., Bascoul, A., Escadeillas, G. (1999). "Microstructural features of concrete in relation to initial temperature – SEM and ESEM characterization". *Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp. 369- 375*.
- [8] Diamond, S. (2004). "The microstructure of cement paste and concrete-a visual primer". *Cement and Concrete Composites, Vol. 26, pp. 919-933*.
- [9] Metha, P. K. (1986). "Concrete structure, properties, and materials. Englewood cliff, New Jersey: Prentice-Hall.
- [10] Vivekanandam, K., Patnaikuni, I. (1997). "Transition zone in high performance concrete during hydration". *Cement and Concrete Research, Vol. 27, pp. 817-823*.
- [11] Savva, A., Manita, P., Sideris, K. (2005). "Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates". *Cement & Concrete Composites, Vol. 27, pp. 239-248*.
- [12] Alarcon-Ruiz L, Platret G, Massieu E, and Ehlacher A. (2005). "The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste". *Cement and Concrete Research, Vol 35. pp 609-613*.
- [13] Noumowé, A. (1995). "Effet de hautes températures (20°C-600°C) sur le béton. Cas particulier du BHP". *Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon..*
- [14] Platret, G. (2002). "Suivi de l'hydratation du ciment et de l'évolution des phases solides dans les bétons par analyse thermique, caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons". *Méthodes de mesure et d'essai de laboratoire. In Méthode d'essai N°58, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*.
- [15] Grattan, Bellew, P.E. (1996). "Microstructural investigation of deteriorated portland cement concretes". *Construction and Building Material, Vol.10, N°15, pp 3-16*.
- [16] Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Turrillas, X., and Campo, J. (2004) "Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction". *Cement and Concrete Research, Vol.34, pp1633-1644*.
- [17] Alonso, C. and Fernandez , L. (2004). "Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments". *Journal of Materials Science, Vol 39, pp3015–3024*.

- [18] Menou, A. (2004). "Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température: approche multi échelles de l'endommagement thermique". Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, France
- [19] Hager, I. Gaweska. (2004). "Comportement à haute température des bétons à haute performance-évolution des principales propriétés mécaniques". Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Ecole Polytechnique de Croatie.
- [20] Piasta, J. (1989) "Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste, Materials and Structures: research and testing". RILEM. Paris. Vol. 17, n° 102, pp. 415-420.
- [21] Blundell R, Diamond C, and Browne RG. (1976) "The properties of concrete subjected to elevated temperatures". Imperial College (London): CIRIA Underwater Group, Technical note N° 9, p 20.
- [22] Kodur, V. (2014). "Properties of Concrete at Elevated Temperatures." ISRN Civil Engineering .pp1-15.
- [23] Al Nahhas, F. (2004). "Comportement Thermo-Mécanique Des Murs En Maçonnerie de Blocks Creux En Béton Sous L'action D'un Feu Conventionnel." Thèse de doctorat, Université de Marne-La-Vallée, France.
- [24] C. De Sa. (2007). "Etude hydromécanique et thermomécanique du béton : Influence des gradients et des incompatibilités de déformation". In Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France.
- [25] Laneyrie, C. (2014). "Valorisation Des Déchets de Chantiers Du BTP : Comportement à Haute Température Des Bétons de Granulats Recyclés". Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise, France.
- [26] Mindeguia, J-C. (2009). "Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons". Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, France.
- [27] Xing, Z. (2011). "Influence de La Nature Minéralogique Des Granulats Sur Leur Comportement et Celui Du Béton à Haute Température." Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise, France.
- [28] Kalifa, P and Tsimbrovska, M. (1998). "Comportement des BHP à hautes températures : État de la question et résultats expérimentaux". Cahier de CSTB N° 3078, Vol. 394
- [29] IREX. (2005) "Synthèse des travaux du Projet National BHP 2000 sur les bétons à hautes performances". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 298 pages.
- [30] Khoury, G.A., Grainger, B.N, and Sullivan, Patrick J. E. (1985b) "Strain of concrete during first heating to 600°C under load". Magazine of concrete research. Vol. 37, pp195-215.
- [31] Harmathy, T.Z. (1968). "Determining the temperature history of concrete constructions following fire exposure". Journal of American Concrete Institute. Vol. 65, N°11, pp 959-964.
- [32] Collet, Y. (1977) "Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200 et 900°C". Annales des Travaux Publics Belges. N°4, pp 332-338.
- [33] Neville, A.M. (1990). "Properties of concrete. London: Longman scientific and technical", pp.779.
- [34] Harmathy, T.Z. (1970). "Thermal properties of concrete at elevated temperatures". ASTM Journal of Materials. Vol 5, pp 47-74.
- [35] Franssen, J.M. (1987) "Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton". Thèse de Doctorat : Université de Liège, Belgique, 276 pages.
- [36] Bazant, Z.P. and Kaplan, M.F. (1996). "Concrete at high temperature: Material properties and mathematical models". Longman Group Limited, London, 196 pages.
- [37] Li, Y.-H., and Franssen, J.-M. (2011). "Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of Concrete After a Fire". Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 2 No. 1, pp. 29-44.
- [38] Schneider, U. (1985). "Properties of materials at high temperatures: concrete". Kassel, Germany: RILEM.

- [39] Thelandersson, S. (1972). "Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete". (Bulletines of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 26; Vol. Bulletin 26). Lund Institute of Technology.
- [40] TC44-PHT. (1985) "RILEM Technical Committees 44-PHT - Behaviour of Concrete at high temperature". Technical Report Ed. by, U. Schneider, Dept. of Civil Engineering. Germany : 122 pages.
- [41] Xu Y, Wong, Y.L., Poon, C.S. and Anson, M., (2003). "Influence of PFA on cracking of concrete and cement paste after exposure to high temperatures". *Cement and Concrete Research*, 33, pp. 2009-2016.
- [42] Felicetti R., Gambarova, P.G, Sora, MP.N., KHOURY, G.A. (1995) "Mechanical Behaviour of HPC and UHPC in Direct Tension at High Temperature and After Cooling".
- [43] Gross, H. (1973). "On high temperature creep of concrete" International Conference on Structural Mechanics in reactor Technology - 2nd SMIRT, Vol. 3.
- [44] Schneider U. (1988) "Concrete at high temperatures: A general review". *Fire safety Journal*, vol 13, pp 55-68.
- [45] Harada T, Takeda J., Yamane S. and Furumura F. (1972). "Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures". In International Seminar on Concrete for Nuclear reactors. ACI Special Publication, paper SP34, pp 377-406.
- [46] Bazant, Z P. and Prat, C. (1988) "Effect of temperature and humidity on fracture Energy of concrete". *ACI Materials Journal*. Technical paper Title N°85-M32.
- [47] Baker, G. (1996) "The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete". *Materials and Structures*, vol 29, N° 190, pp 383-388.
- [48] Heinfling, G. (1998) "Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermo-mécaniques à hautes températures". Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Univ. Lyon I, p227.
- [49] Felecitti, R. and Gambarova, P.G. (1999) "On the residual proprieties of high performance siliceous concrete exposed to high temperatures. Mechanics of Quasi-Brittle materials and structures". Edited by G. Pijaudier-Cabot, Zdenek Bittnar & Bruno Gérard. Paris: Hermes, pp 167-186.
- [50] Farage, M.C.R., Sercombe, J. G., Gallé, C. (2003) "Rehydration and microstructure of cement paste after heating at temperatures up to 300 °C ". *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp 1047-1056.
- [51] Luccioni, B.M., Figueroa, M.I. and Danesi, R.F. (2003). "Thermo-mechanic model for concrete exposed to elevated temperatures". *Engineering Structures*, vol 25 Issue 6, pp729-742.
- [52] Maréchal, J.C. (1970). "Variations in the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature". In: ACI. Int. Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, (CNR). Berlin.
- [53] Gernay, T. (2012). "A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation including transient creep and cooling down phases". Thèse de Doctorat : Université de liège, Belgique, 269 pages.
- [54] Anderberg, Y. and Thelandersson, S. (1976). "Stress and deformation characteristics of concrete at elevated temperatures". Part II: Experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54. Lund Institute of Technology, Lund.
- [55] Ehm, C., and Schneider, U. (1985). "The high temperature behavior of concrete under biaxial conditions". *Cement Concrete Research*, vol 15, pp. 27-34.
- [56] Kordina k., Ehm, C., and SCHNEIDER U. (1986). "Effect of biaxial loading on the high temperature behavior of concrete". Symposium 1, Fire Safety Science, Gaithersburg, pp. 281-290.
- [57] Nechnech, W (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 de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon et Université de Lyon I, pp.207.

- [58] Franssen, J.-M. (1993). "Thermal elongation of concrete during heating up to 700°C and cooling; Stress-strain relationship of Tempcore steel after heating up to 650°C and cooling" Rapport de recherche externe, Univ. of Liege, Belgium, pp.19.
- [59] Schneider, U. (1976) "Behaviour of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions". Fire and Materials. vol 1, pp. 103-115
- [60] Anderberg, Y. and Thelandersson, S. (1976) "Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: 2 experimental investigation and material behavior model. Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Sweden.
- [61] Diederichs, U., Jumppanen, U. M. and Pentalla V. (1992) "Behaviour of high strength concrete at elevated temperatures". Espoo (1989). Helsinki University of Technology, Department of structural Engineering, p 723.
- [62] Khoury, GA., Grainger, BN. and Sullivan PJE. (1985a) "Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behavior of individual constituents". Mag. Concrete Research. Vol 37, Issue 132, pp 131-144.
- [63] Abrams M.S. (1971). "Compressive strength of concrete at temperature to 1600F, temperature and concrete". ACI SP-25, American Concrete Institute, Detroit, pp 33-58.
- [64] Papayianni, J., Valiasis, T. (1991). "Residual mechanical properties of heated concrete incorporating different pozzolanic materials". Mater. Struct. 24 pp115-121.
- [65] Nassif, A.Y., Burley, E., Rigden, S. (1995). "A new quantitative method of assessing fire damage to concrete structures". Mag. Concr. Res.vol 47 issue 172 , pp 271–278.
- [66] Poon, C.S., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y.L.(2001). "Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing". Cem. Concr. Res. 31, pp1307–1318.
- [67] Chang, Y.F., Chen Y.H., Sheu, M.S. and Yao G.C. (2006). "Residual stress–strain relationship for concrete after exposure to high temperatures". Cement and Concrete Research 36, pp. 1999–2005.
- [68] Nassif A. (2006). "Postfire full stress–strain response of fire-damaged concrete". Fire and Materials in Wiley Inter Science Fire mater, vol 30, pp 323–332.
- [69] Klingsch, E., Frangi ., A, Fontana., Mario (2009). "Experimental analysis of concrete strength at high temperatures and after cooling". Application of Structural Fire Engineering, 19-20 Feb, Pragues, Czech Republic. pp 216-221
- [70] Corsi, F. (2005). "Damage to concrete in tunnels after fire exposure - Evaluation report Milestone 4.3UPTUN" (Upgrading of existing tunnels report xxx Work Package 4 Project N° GRD1-2001-40739) ENEA, Italy.
- [71] Lee, J., Xi, Y and Willam, K. (2008). "Properties of Concrete after High Temperature Heating and Cooling". ACI Materials Journal, vol 105 issue 4, pp 334–341.
- [72] Lie, T.T. (1992). "Structural fire protection". ASCE Committee on Fire Protection, Structural Division, 78. New York.
- [73] Takeuchi, M., Hiramoto, M., Kumagai, N., Yamazaki, N., Kodaira, A., and Sugiyama, K. (1993). "Material properties of concrete and steel bars at elevated temperatures." Transactions, 12th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT). Stuttgart, Germany
- [74] CIB W14, (1990). "Reparability of fire damaged structures." CIB W14 Report edited by U Schneider, Fire Safety Journal, Special Issue, vol 16 issue 4 pp 251-336.
- [75] Willam, K., Xi, Y., Lee, K., and Kim, B. (2009). "Thermal response of reinforced concrete structures in nuclear power plants." University of Colorado at Boulder, Boulder, CO.
- [76] Kodur, V., and McGrath, R. (2003). "Fire endurance of high strength concrete columns". Fire Technol. Vol. 89, pp 73–87.
- [77] Morely, P., and Royles, R. (1983). "Response of the bond in reinforcing concrete to high temperatures". Mag. Concr. Res. Vol 35 issue123, pp 67–74.
- [78] Faiyadh, F.I and Al-Aussi, M.A. (1989). "Influence of High Temperature on Steel Fiber Reinforced Concrete". Int. J. Cem.Compos. Lightweight Concr. Vol. 11 issue 3 pp 175–183.
- [79] Wasan, I. Kh. (2006). "Influence of high Temperature on Steel Fiber Reinforced Concrete". Journal of Engineering and Development, Vol. 10, N°2, pp.139-150.

- [80] Lau, A. (2003). "Effect of high temperatures on normal strength concrete and high performance concrete containing steel fibers". In These M.Phil. , Dept. of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University.
- [81] Haddad, R.H., Al-Saleh R.J., and Al-Akhras N.M. (2008). "Effect of elevated temperature on bond strength between steel reinforcement and fiber reinforced concrete". *Fire Safety Journal*, vol. 43, pp 334-343.
- [82] ASTM. (1991) *Annual Book of ASTM Standards, Cement, Lime, Gypsum*, American Society of Testing and Materials.
- [83] Chen B et Juanyu L. (2004). "Residual strength of hybrid-fiber-reinforced high-strength concrete after exposure to high temperatures". *Cem. Concr. Res.* 34, pp 1065–1069.
- [84] Han C, Hwang Y, Yang S, Gowripalan N. (2005). "Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fibers content and lateral confinement". *Cem. Concr. Res.* Vol 35, pp1747–1753.
- [85] Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2020). "A numerical approach for evaluating residual capacity of fire damaged concrete members", *Revista ALCONPAT*, 10 (2), pp. 230 – 242.
- [86] Kodur, V. K., Agrawal, A. (2015). "Critical Factors Governing the Residual Response of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire". *Fire Technology*. 52(4): 967 pp. ISSN: 0015-2684 eISSN: 1572-8099. Springer US.
- [87] Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2016). "An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire". *Engineering Structures*. 110:293–306.
- [88] Kodur, V. K. R., Phan, L. (2007). "Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems". *Fire Safety Journal*. 42 (6-7): 482-488. ISSN: 0379-7112.
- [89] Hayhoe, W.C., and Youssef, M.A. (2013). "Structural Behaviour of Concrete Walls during or after Exposure to Fire: A Review". *CSCE 2013 General Conference de la SCGC*. Montréal, Québec.
- [90] ACI. 1989. *ACI 216R-89 Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements*, American Concrete Institute, Chicago, IL, USA.
- [91] Canadian Precast and Prestressed Concrete Institute. 2007. *CPCI Design Manual 4*, CPCI, Ottawa, ON, Canada.
- [92] Kodur, V. K. R., (2008). "Strategies for Improving the Performance of High-Strength Concrete Columns under Fire Hazard," *Structural Control and Health Monitoring*, vol, 15, No. 6, pp. 921-938.
- [93] Kodur, V. K. R., and Raut, N. K. (2009). "Design Equation for Predicting Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns," *Structural Concrete*, vol. 10, No. 2, pp. 73-86.
- [94] Kodur, V. K. R., Wang, T. C., and Cheng, F. P. (2004). "Predicting the Fire Resistance Behaviour of High Strength Concrete Columns," *Magazine of Cement and Concrete Composites*, vol. 26, No. 2, pp. 141-153.
- [95] Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G. C and Sheu, M.Shyong. (2009). "Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns". *Fire Safety Journal* 44, no. 5, pp 741–748.
- [96] Dimia, M.S., Guenfoud, M., Gernay, T. and Franssen, J.M. (2011) "Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire." *Journal of Fire Protection Engineering*, 21(4) pp. 245–263.
- [97] Gernay,T. and Dimia, M.S. (2013) " Structural Behaviour of Concrete Columns Under Natural Fires ." *Engineering Computations: Int J for Computer-Aided Engineering*, Volume 30, Number 6, pp. 854-872.
- [98] Awad, Y.A. E-S .K. (2018). "Effect of Extinguishing Method on the Behaviour of RC Columns Subjected to Fire. " *Master .Dissertation,Ain Shams university Cairo,Egypt*.
- [99] Obaidat, Y. T. and Haddad, R. H. (2016). "Prediction of residual mechanical behavior of heat-exposed LWAC short column: a NLFE model." *Structural Engineering and Mechanics* 57, no. 2, pp.265-280.

- [100] Sekkiou, S., Lahbari, N., Bernard, F. and Dimia, M. S. (2018). “Thermo-Mechanical Behaviour of Steel-Concrete Composite Columns under Natural Fire Including Heating and Cooling Phases”, *International Journal of Engineering Research in Africa*, 35(221), pp.221-240.
- [101] Afaghi-Darabi, A. and Abdollahzadeh, G. (2019). “Effect of cooling rate on the post-fire behavior of CFST column”, *Computers and Concrete*, 23 (4), pp.281-294.
- [102] Balaji, A., Aathira, M. S., Pillai, T. M. and Nagarajan, P. (2016), “Reliability studies on RC beams exposed to fire based on IS456: 2000 design methods”, *Structural Engineering and Mechanics*, 59(5), pp.853-866.
- [103] Guergah, C., Dimia, M. S. and Guenfoud, M. (2017). “Contribution to the Numerical Modelling of the Spalling Phenomenon: Case of a Reinforced Concrete Beams”, *Arabian Journal for Science and Engineering*, 43(4), pp.1747–1759.
- [104] Crozier, D. A. and Sanjayan, J. G. (2000). “Tests of Load-Bearing Slender Reinforced Concrete Walls in Fire, *ACI Structural Journal*, 97, pp. 243-253.
- [105] AS1530.4 (2005). “Methods for Fire Tests on Building Materials, Components and Structures: Part 4—Fire Resistance Test of Elements of Construction,” Standards Australia, Sydney, Australia, pp. 1-163.
- [106] Ngo, T.D., Fragomeni, S., Mendis, P. and Ta, B. (2013). “Testing of Normal- and High-Strength Concrete Walls Subjected to Both Standard and Hydrocarbon Fires”. *ACI Structural Journal* 110, no.3, pp. 503-510.
- [107] Guerrieri, M. and Fragomeni, S. (2010). “Spalling of Normal Strength Concrete Walls in Fire”. *Structures in Fire –Proceedings of the 6th International Conference on Structures in Fire*, Detroit, MI, pp. 301-311.
- [108] Lee, S. and Lee, C. (2012). “Fire Resistance of Reinforced Concrete Bearing Walls Subjected to All-sided Fire Exposure”. *Materials and Structures* volume 46, pp.943–957.
- [109] Ta, T. B., Ngo, T., Mendis, P., and Haritos, N. (2011). “Performance of High Strength Concrete Walls Subjected to Fire”. *Proceedings of the 21st Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials*, Taylor & Francis Group, Melbourne, Australia.
- [110] Deshpande, A. A. and Andrew, S. W. (2018). “ An Experimental Study of the Response of Squat Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Combined Thermal and Seismic Loading ”, Technical Report; Department of Civil, Structural and Environmental Engineering ,University at Buffalo, The State University of New York. USA
- [111] Mueller , K.A., and Kurama, Y. C. (2017) “Out-of-Plane Behavior of Reinforced Concrete Bearing Walls after One-Sided Fire.” *ACI Structural Journal*, 114, no. 1, pp.149-160.
- [112] Mistri, A., Davis, P. R. and Sarkar, P. (2016). “Condition assessment of fire affected reinforced concrete shear wall building—A case study.” *Advances in Concrete Construction* 4, no. 2, pp.89-105.
- [113] Hayhoe, W.C. and Youssef, M.A. (2013). “Structural Behaviour of Concrete Walls during or after Exposure to Fire: A Review.” *Proceedings of the CSCE General Conference*.

Chapitre II

- [1] EN 1992-1-2-2004, Eurocode2. “Calcul des structures en béton - Partie 1-2:Règles générales - Calcul du comportement au feu”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2004.
- [2] Gernay, T., and Franssen, J-M. (2010). “Consideration of transient creep in the Eurocode constitutive model for concrete in the fire situation.” *Proceedings of the Sixth International Conference Structures in Fire*. DESTech Publications, Inc, 2010.
- [3] Franssen, J.M. (2005) b. “SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire”. *Engineering Journal - A.I.S.C*, vol 42, n°3, pp. 143-158.
- [4] Sullivan, P.J.E., Houry, G.A., and Grainger, B.N.(1983).“ Apparatus for measuring the transient thermal strain behaviour of unsealed concrete under constant load for temperatures up to 700 °C”. *Magazine of Concrete Research*, vol 35(125). pp 229 –236.

- [5] Khoury, G.A., Grainger, B.N., and Sullivan, P.J.E (1985). "Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents". Magazine of Concrete Research; vol 37(132), Issue. Pp.131–44.
- [6] Li L.Y., and Purkiss, J (2005). "Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures". Fire Safety Journal, vol 40(7), pp 669–686.
- [7] Nielsent, C. V., Pearce, C. J., and Bicanic N. (2004). "Improved phenomenological modelling of transient thermal strains for concrete at high temperatures." Computers & Concrete, an International Journal, vol1(2),pp. 189-209.
- [8] Purkiss, J.A (2007). "Fire safety engineering, design of structures". Oxford: Butterworth Heinemann; first edition 1996. Second edition 2007.
- [9] Buchanan, A. H (2001). "Structural design for fire safety". Vol. 273. New York: Wiley, pp.421.
- [10] Schneider, U (1988). "Concrete at high temperatures – A general review". Fire Safety Journal Vol 13(1), pp. 55–68.
- [11] Terro, M.J (1998). "Numerical modelling of the behaviour of concrete structures". ACI Structural Journal, vol 95 (2), pp.183–193.
- [12] Khennane, A., and Baker G (1993). "Uniaxial model for concrete under variable temperature and stress". Journal of Engineering Mechanics, (ASCE).vol 119, N°8. pp1507–1525.
- [13] Dimia, M. S. (2014). "Calcul des colonnes en béton armé, mixtes et en acier en considérant la résistance au feu ".Thèse de doctorat, Université de Hadj Lakhdar, Batna, Algérie.
- [14] Lie, T.T (1992). "Structural fire protection". ASCE manuals and reports on engineering practice N° 78. Edited in New York NY by American Society of Civil Engineers, 241pp.
- [15] Purkiss, J.A. (1996). "Fire safety engineering design of structures". First edition. Oxford: Butterworth- Heinemann is an imprint of Elsevier, USA, 425pp.
- [16] Bazant, P., and Chern, J.C(1987). "Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete". Journal Eng Mech-ASCE, 113(10), pp.1493–511.
- [17] Schneider, U. (1985) "Properties of material at high temperatures-concrete". RILEM-Committee 44-PHT. Department of Civil Engineering, University of Kassel, Germany.
- [18] Xiao, J., and Konig, G. (2004). "Study on concrete at high temperature in China an overview". Fire Safety Journal, 39(1), pp.89–103.
- [19] Youssef, M. A. and Moftah, M. (2007). "General Stress-strain Relationship for Concrete at Elevated Temperatures". Engineering Structures, 29, pp. 2618–2634
- [20] Malhotra, H.L.(1982). "Design of fire-resisting structures". London: Surrey University Press.
- [21] Schneider U. (1986). "Modelling of concrete behaviour at high temperatures". Anchor, R.D., Malhotra, H.L. and Purkiss, J.A. Proceeding of international conference of design of structures against fire. pp. 53–69.
- [22] Li, L., and Purkiss, J.A. (2005). "Stress–strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures". Fire Safety Journal, 40(7), pp.669–686.
- [23] BSI (1985). "Structural Use of Concrete". British Standards Institution. BS 8110.
- [24] Anderberg, Y., and Thelandersson, S. (1976). "Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures. 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model". (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 54; Vol. Bulletin 54). Lund Institute of Technology, pp.86.
- [25] Gillen, M. (1981). "Short-term creep of concrete at elevated temperatures". Fire and Materials, 5(4), pp.142–148.
- [26] Khoury, G.A., Grainger, B.N., and Sullivan, P.J.E. (1985). "Strain of concrete during first heating to 600°C under load". Mag Concrete Res; 37(133), pp.195–215.
- [27] Kordina, K., Wydra, W., and Ehm, C. (1986). "Analysis of the developing damage of concrete due to heating and cooling". In: Harmathy TZ, editor. Symposium of evaluation and repair of fire damage to concrete. pp. 87–113.
- [28] Thelandersson, S. (1987). " Modeling of combined thermal and mechanical action in concrete". Journal of Engineering Mechanics (ASCE), vol. 113(6), pp. 893–906.

- [29] Nielsen, C.V., Pearce, C.J., and Bicanic, N. (2002). "Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint". *Mag Concrete Res*, 54(4), pp.239–49.
- [30] Persson, B. (2003). "Self-compacting concrete at fire temperature". TVBM-3110.Sweden (Lund): Division of building materials, Lund Institute of Technology;
- [31] Neville, A.M. (1987). "Properties of concrete". Imprint: Harlow, Essex, UK; New York: Longman Scientific and Technical. 438 p.
- [32] Aslani, F. and Bastami, M. (2011). "Constitutive relationships for normal-and high-strength concrete at elevated temperatures". *ACI Materials Journal*, Vol. 108 (4), pp. 355-364.
- [33] Carreira, D.J., and Chu, K.H.(1985). "Stress–strain relationship for plain concrete in compression". *ACI Journal*, Vol.82 (6), pp. 797-804.
- [34] Bastami, M., Aslani, F., and Omran,M.E. (2010). "High-Temperature Mechanical Properties of Concrete". *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 8(4), pp.337-351.
- [35] Gernay, T. and Franssen, J.-M. (2012), "A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep". *Fire Safety Journal*, Vol. 51, pp. 1-9.
- [36] Mander, JB., Priestley, MJN., and Park, R.(1988). "Theoretical stress–strain model for confined concrete". *J Struct Eng-ASCE*, 114(8), pp.1804–1825.
- [37] Scott BD, Park R, Priestley MJN. (1982). "Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates". *ACI Journal*, 79(1), pp.13–27.
- [38] Collins, M.P., Mitchell, D. (1987). "Prestressed concrete basics". Ottawa (ON,Canada): Canadian Prestress Concrete Institute;
- [39] Kent, D.C.,and Park, R.(1971). "Flexural members with confined concrete". *J Struct Eng-ASCE*, 97(ST7), pp.1969–1990.
- [40] Felicetti, R., and Gambarova, PG. (1998). "Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes". *ACI Materials Journal* 95(4), pp.395–406.
- [41] Akkari M, Duan L. (2000). "Nonlinear analysis of bridge structures". In: Chen WF,Duan L, editors. *Bridge engineering handbook*. Boca Raton: CRC Press; [chapter 36].
- [42] Diederichs, U., Jumppanen, U. M., and Schneider, U. (1995). "High temperature properties and spalling behaviour of high strength concrete". In *Proceedings of Fourth Weimar workshop on high performance concrete, HAB Weimar, Germany*. pp. 219-235.
- [43] Lie, T.T., and Lin, T.D.(1985). "Fire performance of reinforced concrete columns".In: *ASTM STP 882. Fire Safety: Science and Engineering*,pp. 176–205.
- [44] Khoury, G A., Dias, W. P., and Sullivan, P.J.E. (1986). "Deformation of concrete and cement paste loaded at constant temperatures from 140 to 724 °C". *Materials and Structures*, vol 19, Issue 2, pp. 97-104.
- [45] Zhang B, Bicanic N. (2002). "Residual fracture toughness of normal- and high strength gravel concrete after heating to 600°C". *ACI Mater Journal*, 99(3), pp.217–226.
- [46] Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S. and Yao, G.C. (2006). "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures". *Cement and Concrete Research*, Vol. 36 (10), pp. 1999-2005.
- [47] Ranjit, K. C., and Tathagata, R.(2020). "Member and structural fragility of reinforced concrete structure under fire". *Journal of Structural Fire Engineering*, Vol.11 (4), pp. 409-435.
- [48] Felicetti, F., Gambarova, P.G., Rosati, G.P.,Corsi, F. and Giannuzzi, G.(1996). "Residual Mechanical Properties of High Strength Concretes Subjected to High Temperature Cycles". *Proceedings, 4th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Paris, France.
- [49] Bratina, S., Saje, M., and Planinc, I. (2007). "The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire". *Engineering structures*, Vol 29(3), pp. 418-430.
- [50] Tsai, W.T.(1988). "Uniaxial compressional stress–strain relation of concrete". *Journal of structural engineering*. Vol 114(9), pp 2133–2136.

- [51] Li, Y.H., and Franssen, J. M. (2011). “Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire”. *Journal of Structural Fire Engineering*, vol 2(1), pp. 29-44.
- [52] Anupama, Krishna.D., Priyadarsini,R.S.,and Narayanan,S. (2019) .“Effect of Elevated Temperatures on the Mechanical Properties of concrete ” 2nd International Conference on Structural Integrity and Exhibition 2018,Procedia Structural Integrity (14), pp. 384–394.
- [53] CNS 12514. (2005). “Method of fire resistance test for structural parts of building”. Chinese National Standard.
- [54] ISO834 (1999). “Fire resistance test of building construction. International Organization for Standardization”.
- [55] ASCE(1992).Structural Fire Protection ASCE Committee on Fire Protection,Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York,USA.
- [56] EN 1994-1-2-2005, Eurocode4. “ Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Août 2005.
- [57] Mindess,S., Young, J.F., Darwin, D.(2003). “Concrete”. Prentice Hall, Pearson Education, Inc. Upper Saddle River, NJ 07458, U.S.A.pp.644.
- [58] Khaliq,W.,Kodur,V.(2012). “High temperature mechanical properties of high strength fly ash concrete with and without fibers”. *ACI Materials Journal*, V. 109(6), pp.665-674.
- [59] Lie, T.T (1972). “Fire and buildings”. London: Applied Science Publishers Ltd.
- [60] T.T. Lie, Stanzak WW.(.) “Empirical method for calculating fire resistance of protected steel columns”. *Eng J AISC (Trans Canadian Soc Civil Eng)*.
- [61] Holmes, M., Anchor, R.D., Cook, G.M.E., and Crook, R.N. (1982). “The effect of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing and prestressing steels”. *Struct Eng*; 60B (1), pp.7–13.
- [62] Harmathy, T.Z., Stanzak, W.W.(1970).“Elevated-temperature tensile and creep properties of some structural and prestressing steels”. *American Society for Testing and Materials [special technical publication]*. Vol. 464, pp. 186–208
- [63] Franssen, J.M. (1997). “Contributions à la modélisation des incendies et de leurs effets sur les bâtiments”. Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'agrégé de l'enseignement supérieur(Thèses annexes). université de liège .pp.443.
- [64] Franssen, J.M. (1987). “Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton”. Thèse de doctorat, Université de liège, Belgique. 276 pages.
- [65] Gernay, T. (2012). “A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation including transient creep and cooling down phases”. Thèse de doctorat, Université de liège, Belgique, 269 pages.

Chapitre III

- [1] Dreux, G. and J, Festa. (2002). “Nouveau Guide Du Béton et de Ses Constituants, Huitième édition” .Editions Eyrolles.
- [2] NF EN 206/CN (2014). “Spécifications, performances, production et conformité”. (en application depuis décembre 2014).
- [3a] EN 1992-1-1-2004, Eurocode2. “Calcul des structures en béton - Partie 1-1:Règles générales et règles pour les bâtiments ”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2004.
- [3b] EN 1992-1-2-2004, Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-2:Règles générales - Calcul du comportement au feu”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2004.
- [4] Baron,J., et Jean-Pierre Ollivier ,P.J.(1992). “ La durabilité des bétons ”.Paris : Presse de l'école des ponts et chaussées, pp.34.
- [5] Haniche,R.(2011). “Contribution à l'étude des bétons portés en température / Evolution des propriétés de transfert / Etude de l'éclatement”. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France. pp.309.

- [6] Sancak, E., Sari, Y. D., and Simsek, O. (2008). "Effects of elevated temperature on compressive strength and weight loss of the light-weight concrete with silica fume and superplasticizer". *Cement and Concrete Composites*, vol 30, pp.715–721.
- [7] Xiao, J. and Falkner, H. (2006). "On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures". *Fire Safety Journal*, vol 41, pp.115–121.
- [8] Franssen, J.M. and Gernay, T. (2017) "Modelling structures in fire with SAFIR: Theoretical background and capabilities." *Journal of Structural Fire Engineering*, 8(3), pp.300-323.
- [9] Hager, I. G. (2004). "Comportement à haute température des bétons à haute performance-évolution des principales propriétés mécaniques". Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Ecole Polytechnique de Croatie, pp.184
- [10] Mohammadhosseini, H., Lim, N. H. A. S., Sam, A. R. M. and Samadi, M. (2018). "Effects of Elevated Temperatures on Residual Properties of Concrete Reinforced with Waste Polypropylene Carpet Fibres". *Arabian Journal for Science and Engineering*. 43, pp.1673–1686.
- [11] Zhang, Q., and Ye, G. (2012). "Dehydration kinetics of Portland cement paste at high temperature". *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 110, pp. 153–158.
- [12] Dvořák, R., and Chobola, Z. (2018). "Non-destructive testing and X-Ray Diffraction analysis of high-temperature degraded concrete". *The Civil Engineering Journal*, 03, pp. 268-275.
- [13] 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, pp.260.
- [14] Yermak, N. (2015). "Comportement à hautes températures des bétons additionnés de fibres". Thèse de doctorat, université de Cergy Pontoise, pp.215.
- [15] Klingsch, E., Frangi, A. and Fontana, M. (2009). "Experimental Analysis of Concrete Strength at High Temperatures and after Cooling". *Journal of Advanced Engineering*, pp.934–938.
- [16] EN 1994-1-2:2005, Eurocode 4. "Calcul des structures mixtes acier-béton-Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu". Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2005.
- [17] Li, H. Y. and Franssen, J.M. (2011). "Test Results and Model for the Residual Compressive Strength of concrete After a Fire". *Journal of Structural Fire Engineering*, pp. 229-44.
- [18] Chang, Y.F., Chen, Y.H., Sheu, M.S., and George, C.Y. (2006). "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures". *Cement and Concrete Research*, 36, pp. 1999-2005.
- [19] Kalifa, P., Chene, G., and Galle, C. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibers: from spalling to microstructure". *Cem. Concrete Res.* 31, pp.487–1499.
- [20] Breysse, D., Soutsos, M., Felicetti, R., Krause, M., Lataste, J., and Moczko, A. (2009). "How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements". *Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDTCE'09)*, Nantes. Proceedings.... Paris: Confédération Française pour les Essais Non Destructifs, pp.6.
- [21] Bungey, J. H. and Millard, S. G. (1996). "Testing of Concrete in Structures". 3rd Edition, Blackie Academic and Professional, London, pp.286.
- [22] Arya, A., and Agarwal, A. (2007). "Condition assessment of buildings for repair and upgrading". *GoI-UNDP Disaster Risk Management Programme and National Disaster Management Division, Ministry of Home Affairs, Government of India, New Delhi.*
- [23] Felicetti, R., and Colombo, M. (2007). "New Non-Destructive Techniques for the Assessment of Fire-Damaged Concrete Structures". *Fire Safety Journal*, 42, pp.461-472.
- [24] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), (2005). "Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie". 62, pp.114. Paris (France).

- [25] Nwidi, I. C. (2019). “Modeling of compressive strength of concrete using pulse velocity values from a non-destructive testing of concrete”. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, Vol. 10(2), pp. 12-19.
- [26] Chung, H.W. (1985). “Ultrasonic testing of concrete after exposure to high temperatures”. *NDT INTERNATIONAL*. Vol 18 (5).
- [27] Suhaendi, S.L., Horiguchi, T. (2006). “Effect of short fibers on residual permeability and mechanical properties of hybrid fiber reinforced high strength concrete after heat exposition”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, pp. 1672-1678.
- [28] Hachemi, S. (2015). “ Etude du comportement du béton soumis a haute température : influence du type de béton et de la nature des constituants”. Thèse doctorat, université Mohamed khider de Biskra.
- [29] Mróz, K., and Hager, I. (2017). “Non-Destructive Assessment of Residual Strength of Thermally Damaged Concrete Made with Different Aggregate Types”. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 245, pp. 10.
- [30] Rahmani, H. (2019). “ L’influence des types de fibres sur le comportement du béton à haute température”. Thèse doctorat, université Mohamed khider de Biskra, pp.148.
- [31] Torić, N., Boko, I. and Peroš, B. (2013). “Reduction of Postfire Properties of High-Strength Concrete”. *Advances in Materials Science and Engineering*, 712953 ,pp.9

Chapitre IV

- [1] EN 1992-1-1-2004, Eurocode 2. “Calcul des structures en béton - Partie 1-1:Règles générales et règles pour les bâtiments ”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2004.
- [2] EN 1994-1-2-2005, Eurocode 4. “Calcul des structures mixtes acier-béton-Partie1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu”. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Août 2005.
- [3] ISO 834-1:1999. “Fire resistance test of building construction. International Organization for Standardization”.
- [4] Franssen, J.M. (2005). “SAFIR: A thermal/structural program for modeling structures under fire”. *Engineering Journal - A.I.S.C.*, 42(3), pp. 143-158.
- [5] Franssen, J.M. and Gernay,T.(2017) “Modelling structures in fire with SAFIR: Theoretical background and capabilities .” *Journal of Structural Fire Engineering*, 8(3), pp.300-323.
- [6] Kodur, V. K. R., Nwosu, D. I., Sultan, M. A., and Franssen, J. M. (1999). “Application of the SAFIR computer program for evaluating fire resistance ”. In *Proceedings third international conference on fire research and engineering, SFPE-NIST-IAFSS, Chicago*,pp. 287-295.
- [7] Nwosu, D. I., Kodur, V. K. R., and Franssen, J. M., and Hum, J. K. (2007). “SAFIR-A Computer-Program for Analysis of Structures at Elevated Temperature Conditions”. University of Liege, Belgium.
- [8] Franssen, J.M., Schleich, J.B., Cajot, L.G., Talamona, D., Zhao,B., Twilt,L. and Both,K. (1994) “ A comparison between five structural fire codes applied to steel elements”. *Fourth International Symposium on Fire Safety Science, Ottawa*, pp.1125-1136
- [9] Pintea,D. and Franssen,J.M.(1997). “Evaluation of the thermal part of the code SAFIR by comparison with the code TASEF”. *Proceeding of the eighth international conference on steel structures, volume 2, M.Ivan ed., MIRTON, Timisoara*, pp.636-643.
- [10] Talamona, D. and Franssen, J.M. (2002-2003). “Nonlinear Thin Shell Finite Element for Steel and Concrete Structures Subjected to Fire: Theoretical Development”. *Journal of Applied Fire Science, Baywood Publishing Company Inc.*, Vol. 11, N°4, pp. 291-310.
- [11] Charlier, M., Gamba, A., Dai, X., Welch,S., Vassart, O.,and Franssen, J.-M. (2021). “Modelling the influence of steel structure compartment geometry on travelling fires”. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*.

- [12] Gernay, T., and Franssen, J.M. (2020). “The introduction and the influence of semi-rigid connections in framed structures subjected to fire”. *Fire Safety Journal*, 114.
- [13] Baghdadi, M., Dimia, M.S., Guenfoud, M., and Bouchair, A. (2021) “ An experimental and numerical analysis of concrete walls exposed to fire”. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 77, No. 6, pp.12.
- [14] Dimia, M.S., Sekkiou, S., Baghdadi, M. and Guenfoud, M. (2017). “Structural behaviour of concrete filled hollow steel sections exposed to parametric fire”. *Challenge Journal of Structural Mechanics*, 3, pp.160–165.
- [15] Tondini, N., and Franssen, J. M. (2017). “Analysis of experimental hydrocarbon localised fires with and without engulfed steel members ”. *Fire Safety Journal*, 92, pp.9-22.
- [16] Dimia, M. S., Guenfoud, M., Gernay, T., and Franssen, J.M. (2011). “Collapse of concrete columns during and after the cooling phase of a fire ”. *Journal of Fire Protection Engineering*, 21(4), pp.245–263.
- [17] Binh, C. T. (2009). “hollow steel section columns filled with self-compacting concrete under ordinary and fire conditions”. Thèse de doctorat en sciences de l'ingénieur université de liège, Belgique.
- [18] Wu, B., Li Y.H., and Chen, S.L. (2010). “Effect of heating and cooling on axially restrained RC columns with special-shaped cross section”. *Fire Technology*, Vol 46 (1), pp. 231-249.
- [19] NF EN 1990/ NA. (2011). “ Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures - Annexe nationale à la NF EN 1990:2003”.
- [20] NF EN 1991-1-4. (2005). “ Eurocode 1 : actions sur les structures - Partie 1-4 : actions générales - Actions du vent”.
- [21] Schneider, U. (1985) “Properties of material at high temperatures-concrete”. RILEM-Committee 44-PHT. Department of Civil Engineering, University of Kassel, Germany.
- [22] Li, Y.H., and Franssen, J. M. (2011). “Test results and model for the residual compressive strength of concrete after a fire”. *Journal of Structural Fire Engineering*, vol 2(1), pp. 29-44.
- [23] Felicetti, R., Gambarova, P.G., Silva, M., and Vimercati, M. (2002). “Thermal diffusivity and Residual Strength of High-Performance Light-Weight Concrete Exposed to High Temperature”. 6th Int. Symp, on Utilization of HSC/HPC, Leipzig, pp.935-948.

ANNEXE I

Propriétés des matériaux utilisés (Béton et acier) par le code SAFIR

Les propriétés des matériaux utilisées dans la simulation numérique de cette recherche sont à celles données par les Eurocodes (Eurocode2 et Eurocode4).

I.1 Propriétés mécaniques des matériaux à froid

I.1.1 Relation contrainte-déformation pour le béton

La relation entre σ_c et ε_c pour le chargement uni-axial de courte durée, illustrée sur la Figure I.1 (contrainte de compression et raccourcissement exprimés en valeurs absolues), est donnée par l'Expression (I.1) :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

Pour $0 \leq |\varepsilon_c| < \varepsilon_{cu1}$

Avec :

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \times 10^{-3}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$$E_{cm} = 1,05 \times 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

$$\varepsilon_{cu1}$$

$$\varepsilon_{cu1} = 3,5 \times 10^{-3} \text{ si}$$

$$\varepsilon_{cu1} = \left(2,8 + 27 \left(\frac{98 - f_{cm}}{100} \right)^4 \right) \times 10^{-3}$$

est la déformation au pic de contrainte

est la valeur nominale de la déformation ultime.

Si $f_{cm} \leq 50$ [Mpa]

Si $f_{cm} > 50$ [Mpa]

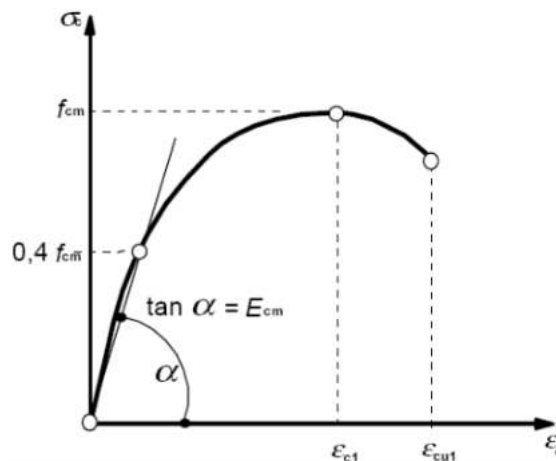


Figure I.1 Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour le béton

I.1.2 La résistance de calcul en traction

La résistance de traction est supposée nulle pour toutes les simulations.

I.1.3 Propriétés mécaniques des aciers à froid

I.1.3.1 Propriétés mécaniques des aciers de construction

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier de construction appliqué dans les simulations est élastique-parfaitement plastique comme représenté sur la Figure II.2 où :

*Le module d'élasticité : $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

*Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ N/mm}^2$

*Coefficient de Poisson en phase élastique $\nu = 0,3$

*Coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °C (pour $T \leq 100$ °C)

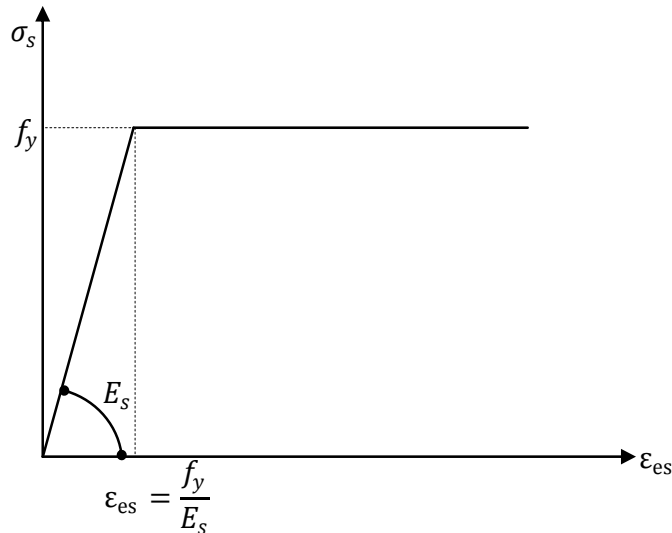


Figure I.2 Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'acier de construction (traction et compression)

I.1.3.2 Propriétés mécaniques des aciers de béton armé

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier d'armature appliquée dans les simulations est élastique-parfaitement plastique avec le module d'élasticité : $E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

I.2 Propriétés mécaniques des matériaux aux températures élevées

I.2.1 Béton

I.2.1.1 Béton en compression

La résistance et les propriétés de déformation du béton aux températures élevées sont obtenues à partir de la relation contrainte-déformation donnée dans la figure I.3. Les relations contrainte-déformation sont définies par deux paramètres :

- la résistance à la compression $f_{c,\theta}$
- la déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspondant à $f_{c,\theta}$.

Le tableau I.1 donne, pour des températures élevées du béton θ_c , le facteur de réduction $k_{c,\theta}$ à appliquer à f_c pour déterminer $f_{c,\theta}$ et la déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$. Pour des valeurs intermédiaires de la température, on peut interpoler linéairement.

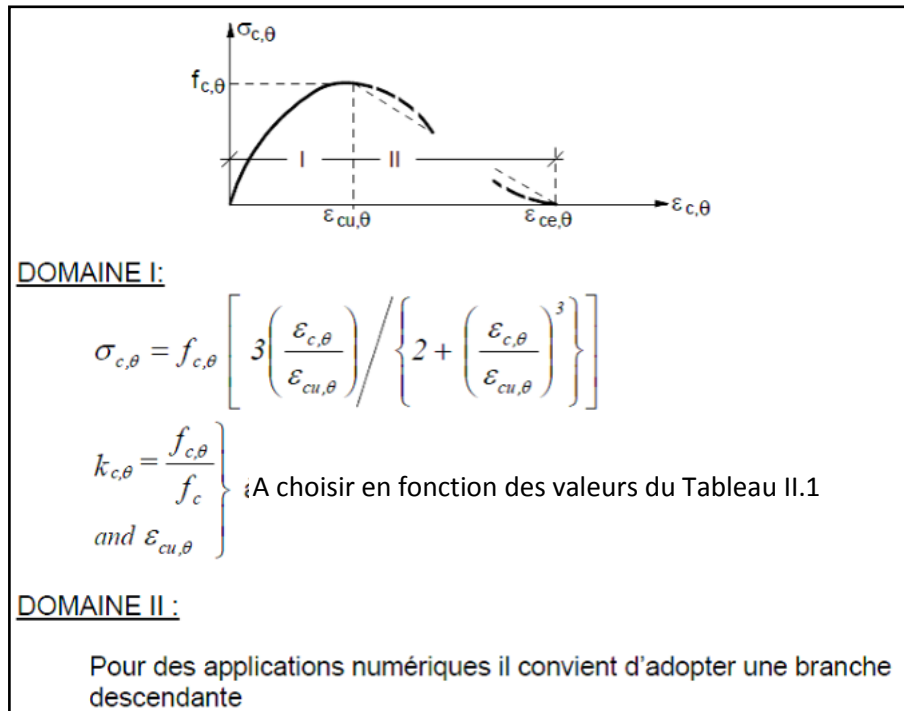


Figure I.3 Modèle mathématique des relations contrainte-déformation du béton en compression aux températures élevées

Tableau I.1 Valeurs des deux principaux paramètres des relations contrainte-déformation du béton de masse volumique courante (NC) et de béton léger (LC), à haute température

Température du béton θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2.5
100	1	1	4.0
200	0.95	1	5.5
300	0.85	1	7.0
400	0.75	0.88	10.0
500	0.60	0.76	15.0
600	0.45	0.64	25.0
700	0.30	0.52	25.0
800	0.15	0.40	25.0
900	0.08	0.28	25.0
1000	0.04	0.16	25.0
1100	0.01	0.04	25.0
1200	0	0	-

I.2.1.2 Relations contrainte-déformation aux températures élevées pour le béton de granulats siliceux

Une représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton de granulats siliceux est donnée sur la figure I.4 jusqu'à une déformation maximale $\varepsilon_{ce,\theta} = 4,75\%$. Cette représentation correspond à la formule mathématique de la figure I.3 et aux données du tableau I.1. Le domaine d'utilisation autorisé et les valeurs de la déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$ recommandées correspondant à $f_{c,\theta}$ selon la figure I.2, peuvent être extraits du tableau I.1.

Les valeurs recommandées de $\varepsilon_{ce,\theta}$ peuvent être extraites du tableau I.1.

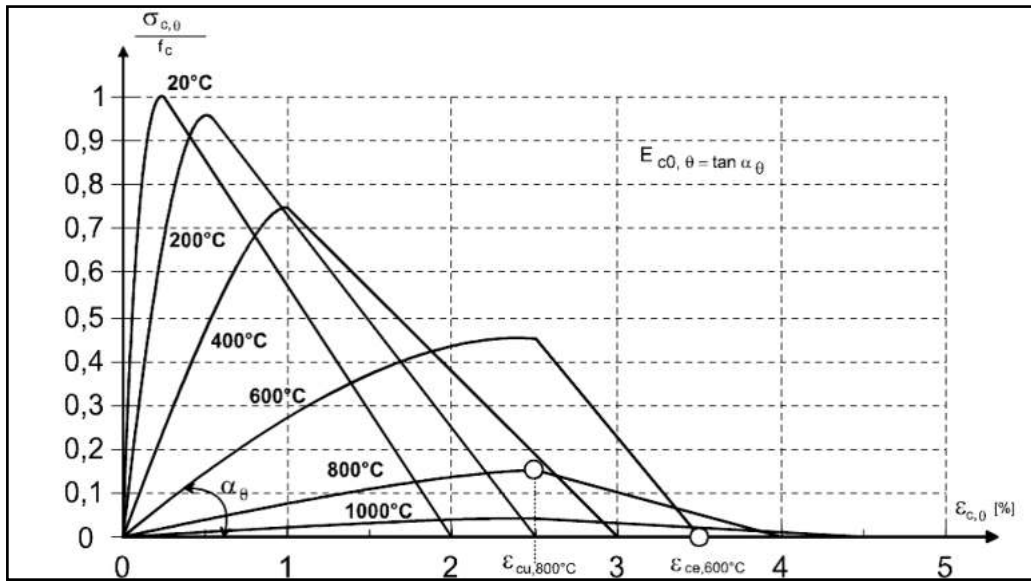


Figure I.4 Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton de granulats siliceux, avec une branche descendante linéaire, comprenant les valeurs recommandées $\varepsilon_{cu,\theta}$ et $\varepsilon_{ce,\theta}$ du Tableau I.2

Tableau I.2 Paramètres $\varepsilon_{cu,\theta}$ et $\theta_{ce,\theta}$ définissant le domaine recommandé de la branche descendante, pour les relations contrainte-déformation du béton aux températures élevées

Température du béton θ_c [°C]	$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ Valeur recommandée	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$ Valeur recommandée
20	2,5	20,0
100	4,0	22,5
200	5,5	25,0
300	7,0	27,5
400	10	30,0
500	15	32,5
600	25	35,0
700	25	37,5
800	25	40,0
900	25	42,5
1000	25	45,0
1100	25	47,5
1200	-	-

Les paramètres principaux $f_{c,\theta}$ et $\varepsilon_{cu,\theta}$ des relations contrainte-déformation aux températures élevées, pour le béton de granulats siliceux de masse volumique courante et pour le béton léger, peuvent être représentés par la figure I.5. La résistance à la compression $f_{c,\theta}$ et la déformation correspondante ($\varepsilon_{cu,\theta}$) définissent complètement le domaine I du modèle de matériau, avec les équations de la figure I.3.

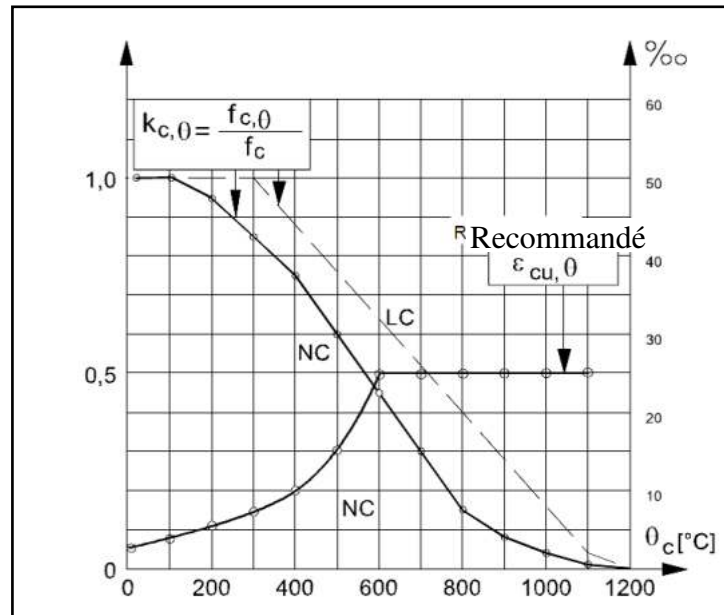


Figure I.5 Paramètres des relations contrainte-déformation aux températures élevées pour le béton de granulats siliceux de masse volumique courante (NC) et pour le béton léger (LC)

I.2.1.3 Béton en traction

Dans les calculs, la résistance du béton à la traction peut être prise égale à zéro.

I.2.2 Propriétés mécaniques aux températures élevées pour les aciers de construction

Les relations contrainte-déformation données dans la figure I.6 et le tableau I.3 sont définies par trois paramètres :

- La pente du domaine linéaire élastique $E_{a,\theta}$;
- La limite de proportionnalité $f_{ap,\theta}$;
- Le niveau maximal de contrainte $f_{ay,\theta}$ ou la limite d'élasticité efficace.

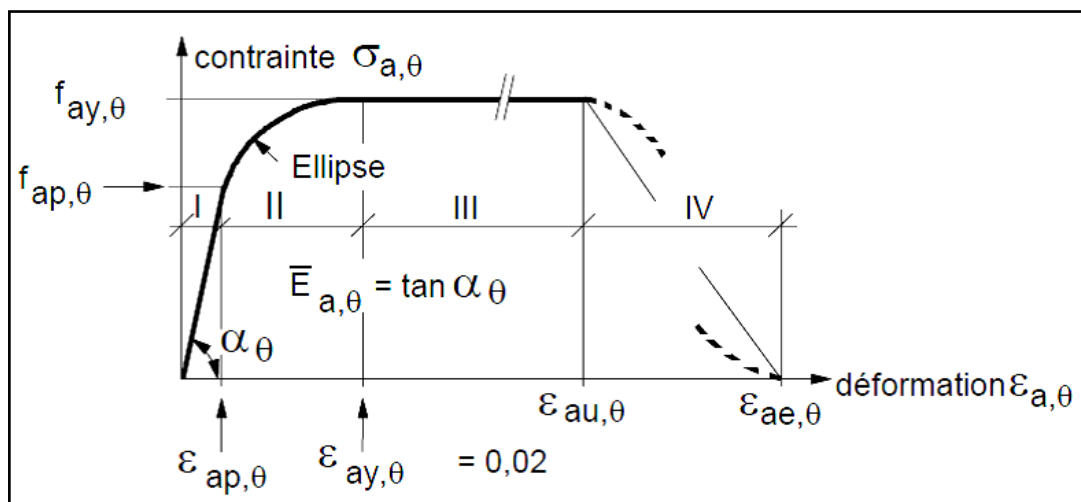


Figure I.6 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées. (compression et traction).

Le tableau I.4 donne, pour des températures élevées de l'acier θ_a , les facteurs de réduction k_θ à appliquer à la valeur appropriée E_a ou f_{ay} pour déterminer les paramètres ($E_{a,\theta}$, $f_{ap,\theta}$ et $f_{ay,\theta}$). Pour des valeurs intermédiaires de température, on peut interpolier linéairement.

Tableau I.3 Relation entre les différents paramètres du modèle mathématique de la figure I.6

Domaine de déformation	Contrainte σ	Module tangent
I / élastique $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II / transitoire elliptique $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ avec $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III / plastique $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

En cas d'actions thermiques au sens de l'EN 1991-1-2 (simulation sous incendie naturel), et en particulier pour la température décroissante, les valeurs spécifiées dans le tableau I.4 pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction peuvent être utilisées comme approximation suffisamment précise.

Tableau I.4 Facteurs de réduction k_θ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées

Température de l'acier θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1.00	1.00	1.00	1.25
100	1.00	1.00	1.00	1.25
200	0.90	0.807	1.00	1.25
300	0.80	0.613	1.00	1.25
400	0.70	0.420	1.00	
500	0.60	0.360	0.78	
600	0.31	0.180	0.47	
700	0.13	0.075	0.23	
800	0.09	0.050	0.11	
900	0.0675	0.0375	0.06	
1000	0.0450	0.0250	0.04	
1100	0.0225	0.0125	0.02	
1200	0	0	0	

Pour des températures inférieures à 400°C, les relations contrainte-déformation spécifiées ci-dessus en sont complétées par l'option tenant compte de l'écroutissement donnée dans le

tableau I.4, sous réserve que l'instabilité locale soit évitée et que le rapport $f_{au,\theta}/f_{ay}$ soit majoré par 1.25. Une représentation graphique des relations contrainte-déformation, incluant l'écroutissage, est donnée à la figure I.7.

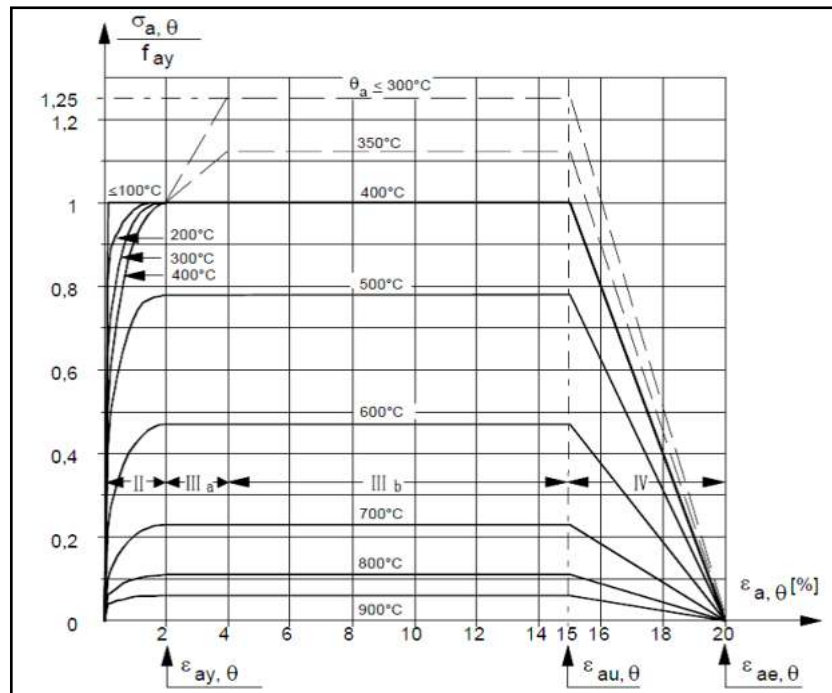


Figure I.7 Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier de construction aux températures élevées incluant l'écroutissage

I.2.3 Propriétés mécaniques aux températures élevées pour les aciers d'armature

La résistance et les propriétés de déformation aux températures élevées des aciers d'armature peuvent être obtenues avec le même modèle mathématique que celui utilisé pour l'acier de construction.

Pour l'acier d'armature laminé à chaud, les trois principaux paramètres peuvent être pris dans le tableau II.4, sous réserve que $k_{u,\theta}$ ne soit pas supérieur à 1.1.

En cas d'actions thermiques au sens de l'EN 1991-1-2 (simulation sous incendie naturel), et en particulier pour les températures décroissantes, les valeurs indiquées dans le tableau I.4 pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction peuvent être utilisées, comme une approximation suffisamment précise, pour l'acier d'armature laminé à chaud.

I.3 Propriétés thermiques et physiques des matériaux

Les propriétés thermiques qui sont nécessaires pour calculer le transfert de chaleur et les distributions de température dans les structures et qui sont : la conductivité thermique (λ) et la chaleur spécifique (C_p). La propriété physique qui est nécessaire dans l'analyse structurelle est l'allongement thermique.

I.3.1 Propriétés thermiques et physiques des bétons courants

I.3.1.1 Dilatation thermique

La dilatation thermique $\Delta l/l$ du béton de masse volumique courante peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \Delta l/l &= -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3 && ; 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} \\ \Delta l/l &= 14 \cdot 10^{-3} && ; 700^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Où :

- l Est la longueur de l'élément en béton à 20°C
- Δl Est l'allongement de l'élément en béton dû à la température
- θ_c Est la température du béton

La Figure I.8 montre la dilatation thermique en fonction de la température. Dans les modèles de calcul simplifiés, on peut admettre une variation linéaire de la dilatation thermique en fonction de la température du béton. Dans ce cas, il convient de déterminer l'allongement du béton au moyen de la formule suivante :

$$\Delta l/l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

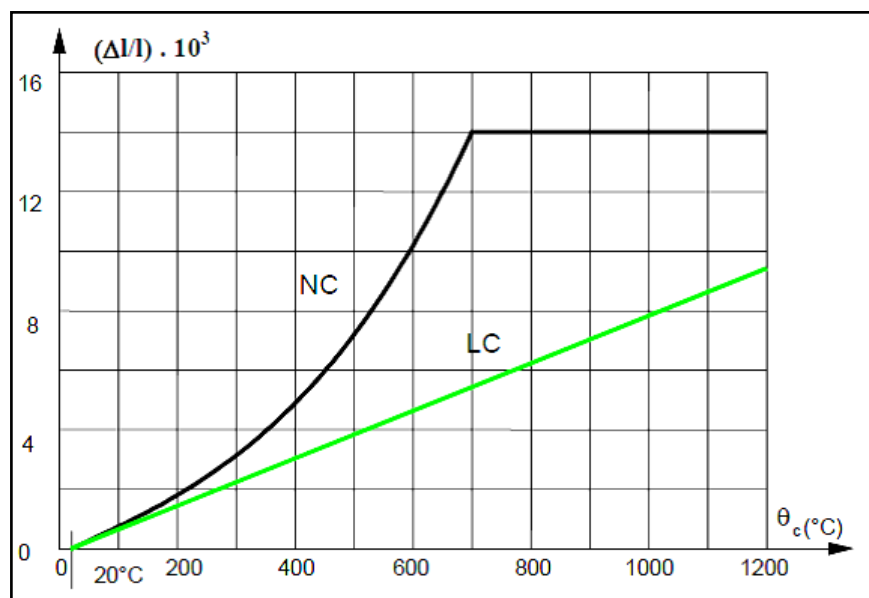


Figure I.8 Dilatation thermique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température

I.3.1.2 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique C_p du béton de masse volumique courante sec ($u = 0\%$), siliceux ou calcaire, peut être déterminée partir des expressions suivantes :

$$\begin{aligned} C_p &= 900 && [\text{J/kgK}] && ; 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\ C_p &= 900 + (\theta_c - 100) && [\text{J/kgK}] && ; 100^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\ C_p &= 900 + (\theta_c - 200)/2 && [\text{J/kgK}] && ; 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\ C_p &= 1100 && [\text{J/kgK}] && ; 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Où : θ_c Est la température du béton [$^\circ\text{C}$].

La variation de C_p en fonction de la température peut être approchée par la formule :

$$C_{p,\theta} = 890 + 56,2 (\theta_c/100) - 3,4(\theta_c/100)^2$$

La Figure I.9 montre la variation de la chaleur spécifique en fonction de la température selon l'équation précédente. Dans les modèles de calcul simplifiés, la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la température du béton. Dans ce cas, il convient de prendre la valeur suivante :

$$C_p = 1000 \quad [\text{J/kg K}]$$

Il convient de prendre en considération une teneur en eau du béton égale à la teneur en eau d'équilibre. Si cette valeur n'est pas disponible, la teneur en eau ne doit pas excéder 4 % de la masse du béton.

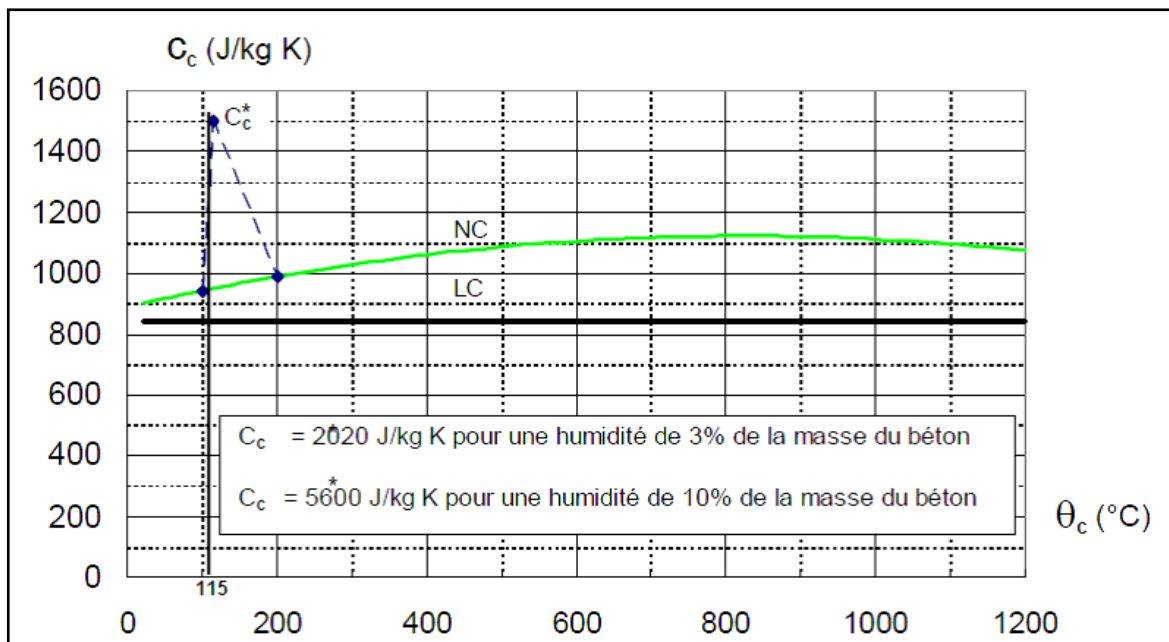


Figure I.9 Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température

Dans le cas où la teneur en eau n'est pas explicitement prise en compte dans le bilan thermique, les équations données ci dessus pour la chaleur spécifique peuvent être complétées par un pic, indiqué sur la figure I.9, situé entre 100°C et 200°C tel que, à 115°C :

$$C_c^* = 2020 \quad \text{Pour une teneur en eau de 3 \% de la masse du béton et} \quad [\text{J/kg K}]$$

$$C_c^* = 5600 \quad \text{Pour une teneur en eau de 10 \% de la masse du béton et} \quad [\text{J/kg K}]$$

Le dernier cas peut se produire pour des profils creux en acier remplis de béton.

I.3.1.3 Conductivité thermique

La conductivité thermique λ_c du béton de masse volumique courante peut être déterminée entre les limites inférieure et supérieure données par les expressions suivantes :

Pour la limite supérieure :

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad ; \quad 20^\circ\text{C} < \lambda_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Pour la limite inférieure :

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c/100) + 0,0057(\theta_c/100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad ; \quad 20^\circ\text{C} < \lambda_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Où : θ_c Est la température du béton.

La figure I.10 montre la variation de la conductivité thermique en fonction de la température. La limite supérieure a été déterminée par des essais réalisés sur des éléments de structures mixtes acier-béton. Il est recommandé d'utiliser la limite supérieure.

Dans les modèles de calcul simplifiés la conductivité thermique peut être considérée comme indépendante de la température du béton. Dans ce cas, il convient de prendre la valeur suivante :

$$\lambda_c = 1,60 \quad [\text{W/mK}]$$

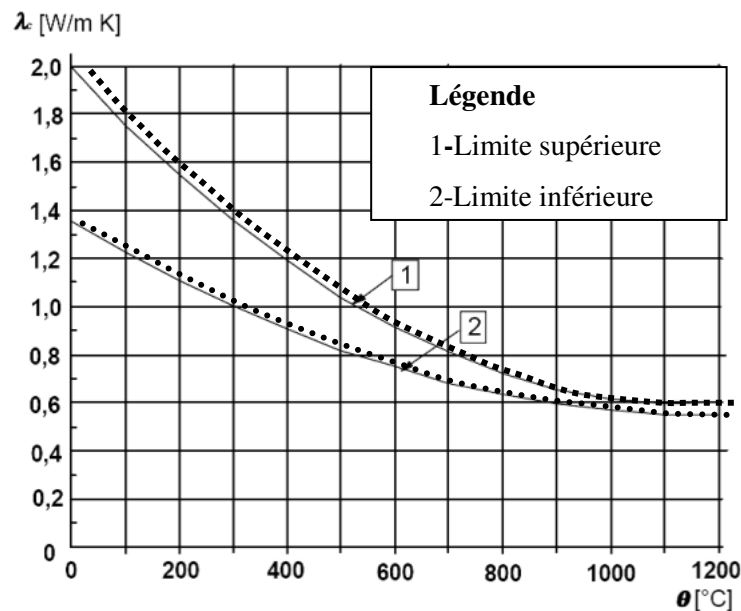


Figure I.10 Conductivité thermique du béton de masse volumique courante (NC) en fonction de la température

I.3.3.4 Masse volumique du béton

Dans le cas de chargements statiques, la masse volumique du béton ρ_c peut être considérée comme indépendante de la température du béton. Pour le calcul du comportement thermique, la variation de ρ_c en fonction de la température peut être prise en compte conformément à de l'EN1992-1-2.

$$\begin{aligned} \rho_c &= \rho_c(20^\circ\text{C}) & [\text{Kg/m}^3] & \quad ; 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 115^\circ\text{C} \\ \rho_c &= \rho_c(20^\circ\text{C}) \times (1 - 0,02(\theta_c - 115)/85) & [\text{Kg/m}^3] & \quad ; 115^\circ\text{C} < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\ \rho_c &= \rho_c(20^\circ\text{C}) \times (0,98 - 0,03(\theta_c - 200)/200) & [\text{Kg/m}^3] & \quad ; 200^\circ\text{C} < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho_c &= \rho_c(20^\circ\text{C}) \times (0,95 - 0,07(\theta_c - 400)/800) & [\text{Kg/m}^3] & \quad ; 400^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

La variation de ρ_c en fonction de la température peut être approchée par l'expression :

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47(\theta_c/100)$$

Pour le béton de masse volumique courante non armé (NC), la valeur suivante peut être adoptée :

$$\rho_{c,NC} = 2300 \quad [\text{Kg/m}^3]$$

La variation de la chaleur spécifique volumique $c_v(\theta)$ (produit de $\rho_c(\theta)$ et de $c_c(\theta)$) est illustrée à la figure II.11 pour un béton avec une teneur en eau de $u=3$ % du poids et une masse volumique de 2300 kg/m³.

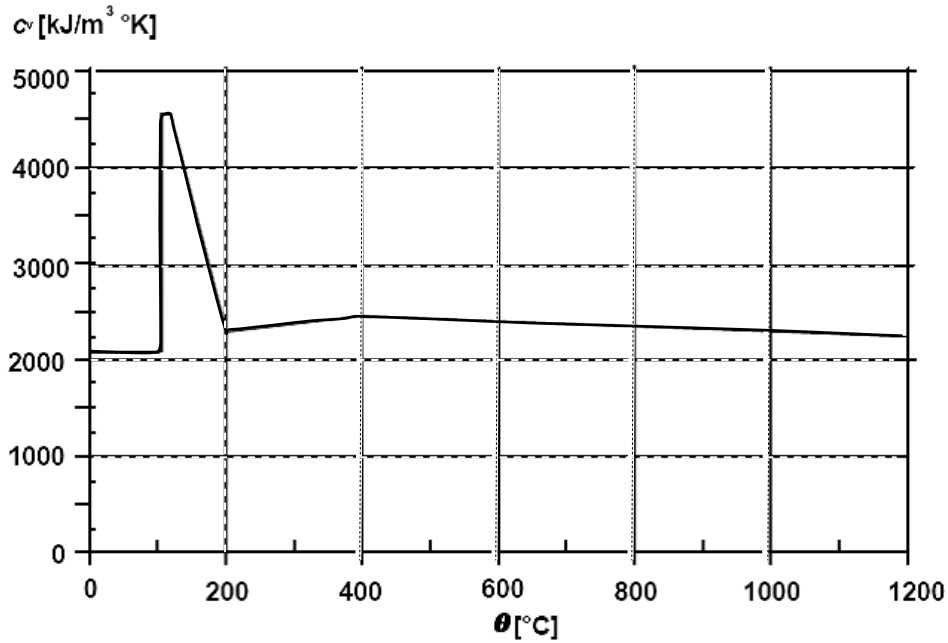


Figure I.11 Chaleur spécifique volumique

I.3.2 Propriétés thermiques et physiques des aciers de construction

I.3.2.1 Dilatation thermique

La dilatation thermique de l'acier $\Delta l / l$ valable pour toutes les nuances d'aciers de construction, peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \Delta l / l &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 && \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \\ \Delta l / l &= 11 \cdot 10^{-3} && \text{pour } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \\ \Delta l / l &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a && \text{pour } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Où :

- l est la longueur de l'élément en acier à 20°C
- Δl est l'allongement de l'élément en acier dû à la température
- θ_a est la température de l'acier.

La variation de la dilatation thermique en fonction de la température est montrée par la Figure I.12.

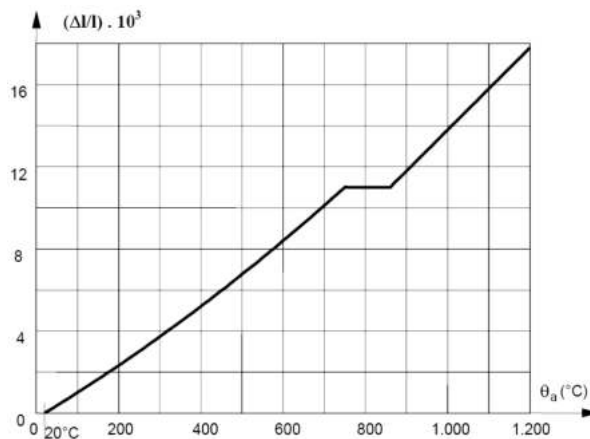


Figure I.12 Dilatation thermique de l'acier en fonction de la température

I.3.2.2 Chaleur spécifique

La chaleur spécifique de l'acier valable pour toutes les nuances d'aciers de construction peut être déterminée par les formules suivantes :

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad [\text{J/kgK}] \quad ; 20^\circ\text{C} < \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad ; 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 - \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad [\text{J/kgK}] \quad ; 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \quad [\text{J/kgK}] \quad ; 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Où :

θ_a Est la température de l'acier

La variation de la chaleur spécifique en fonction de la température est illustrée par la figure I.13. Dans les modèles de calcul simplifiés la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la température de l'acier. Dans ce cas, il convient de prendre la valeur moyenne suivante :

$$c_a = 600 \quad [\text{J/kgK}]$$

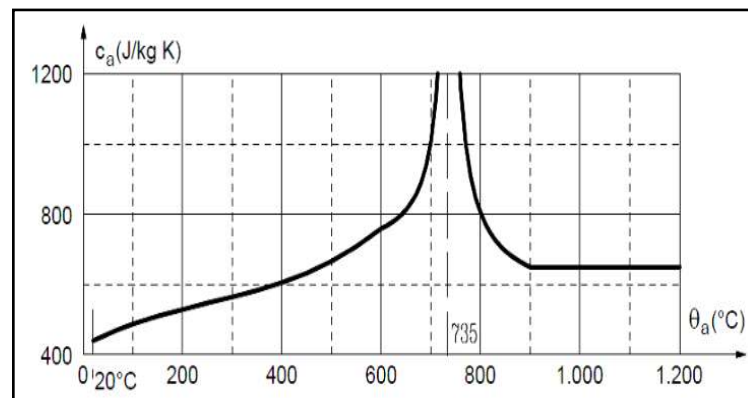


Figure I.13 Chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

I.3.2.3 Conductivité thermique

La conductivité thermique de l'acier λ_a valable pour toutes les nuances d'acier de construction et d'armatures, peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad [\text{W/mK}] \quad ; 20^\circ\text{C} < \lambda_a \leq 800^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad [\text{W/mK}] \quad ; 800^\circ\text{C} < \lambda_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Où

θ_a Est la température de l'acier

La Figure II.14 montre la variation de la conductivité thermique en fonction de la température. Dans les modèles de calcul simplifiés, la conductivité thermique peut être considérée comme indépendante de la température de l'acier. Dans ce cas, il convient de prendre la valeur moyenne suivante :

$$\lambda_a = 45 \quad [\text{W/mK}]$$

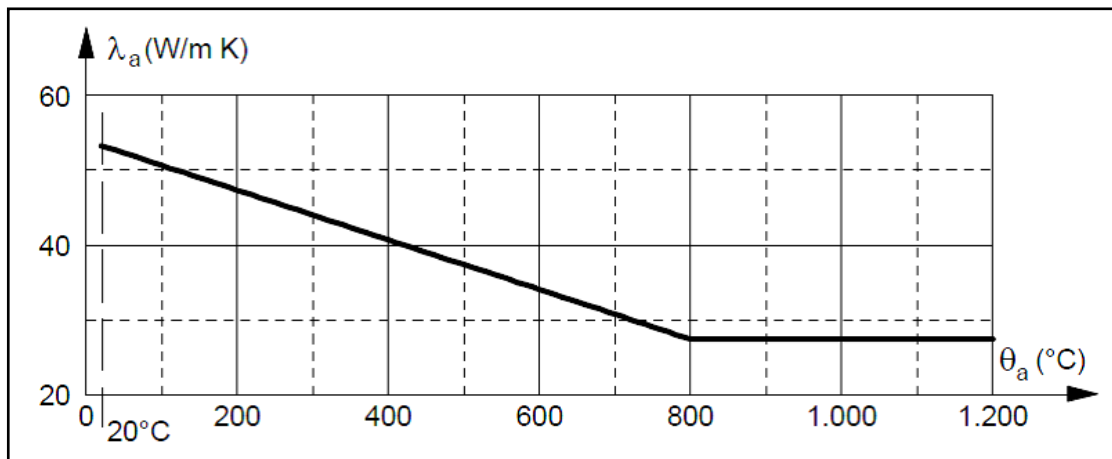


Figure I.14 Conductivité thermique de l'acier en fonction de la température

I.3.2.4 Masse volumique

La masse volumique de l'acier ρ_a doit être considérée comme indépendante de la température. La valeur suivante doit être utilisée :

$$\rho_a = 7850 \quad [\text{kg/m}^3]$$

I.3.3 Propriétés thermiques et physiques des aciers d'armature

Les propriétés thermiques et physiques de l'acier d'armature sont les mêmes que celles de l'acier de construction.

I.4 Relations contrainte-déformation du béton adapté à l'incendie naturel avec branche de température décroissante

Le béton, en refroidissant à la température normale de 20°C après avoir atteint une température maximale θ_{\max} , ne retrouve pas sa résistance à la compression initiale f_c . Quand on considère la branche descendante de la courbe d'échauffement du béton comme il est montré sur la figure I.15.

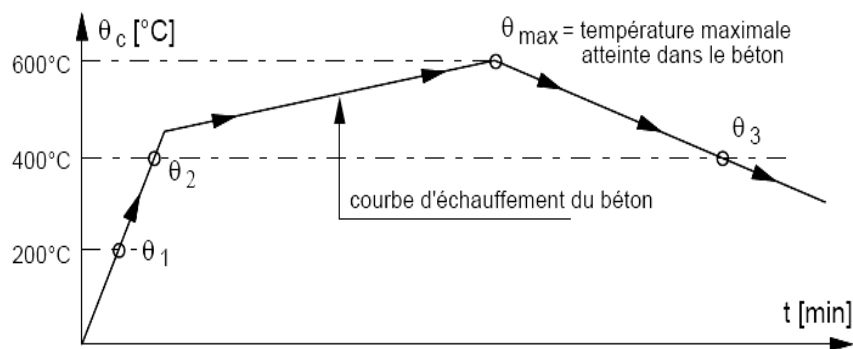


Figure I.15 Exemple de courbe d'échauffement et de refroidissement du béton

La résistance à la compression résiduelle du béton échauffé à une température maximale θ_{\max} puis refroidi à la température normale de 20°C, peut être donnée par :

$$f_{c,\theta,20^\circ\text{C}} = \varphi f_c$$

$\varphi = k_{c,\theta_{\max}}$	<i>pour</i> $20^\circ\text{C} < \theta_{\max} < 100^\circ\text{C}$	
$\varphi = 0,95 - [0,185(\theta_{\max} - 100)/200]$	<i>pour</i> $100^\circ\text{C} \leq \theta_{\max} < 300^\circ\text{C}$	
$\varphi = 0,9k_{c,\theta_{\max}}$	<i>pour</i> $\theta_{\max} \geq 300^\circ\text{C}$	

Le facteur de réduction $k_{c,\theta_{max}}$ est pris selon le tableau I.1

Pendant la phase de refroidissement du béton avec $\theta_{max} \geq \theta \geq 20^\circ C$, la résistance en compression correspondante, mesurée sur cylindre $f_{c,\theta}$ peut être interpolée linéairement entre $f_{c,\theta_{max}}$ et $f_{c,\theta,20^\circ C}$. Les règles ci-dessus peuvent être illustrées par la figure I.16 pour un béton de classe C40/50, comme suit :

$$\theta_1 = 200^\circ C ;$$

$$\begin{aligned} f_{c,\theta_1} &= 0,95 \cdot 40 = 38 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_1} &= 0,55 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_1} &= 2,5 && [\%] \end{aligned}$$

$$\theta_2 = 400^\circ C ;$$

$$\begin{aligned} f_{c,\theta_2} &= 0,75 \cdot 40 = 30 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_2} &= 1 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_2} &= 3 && [\%] \end{aligned}$$

Pour une température maximale éventuelle de $\theta_{max} = 600^\circ C$

$$\begin{aligned} f_{c,\theta_{max}} &= 0,45 \cdot 40 = 18 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_{max}} &= 2,5 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_{max}} &= 3,5 && [\%] \end{aligned}$$

Pour toute température inférieure obtenue pendant la phase de refroidissement, telle que $\theta_3 = 400^\circ C$:

$$\begin{aligned} f_{c,\theta,20^\circ C} &= (0,9k_{c,\theta_{max}})f_c = 0,9 \cdot 0,45 \cdot 40 = 16,2 && [\text{N/mm}^2] \\ f_{c,\theta_3} &= f_{c,\theta_{max}} - [(f_{c,\theta_{max}} - f_{c,\theta,20^\circ C})(\theta_{max} - \theta_3)/(\theta_{max} - 20)] = 17,4 && [\text{N/mm}^2] \\ \varepsilon_{cu,\theta_3} &= \varepsilon_{cu,\theta_{max}} = 2,5 && [\%] \\ \varepsilon_{ce,\theta_3} &= \varepsilon_{cu,\theta_{max}} + [(\varepsilon_{ce,\theta_{max}} - \varepsilon_{cu,\theta_{max}})f_{c,\theta_3}/f_{c,\theta_{max}}] = 3,46 && [\%] \end{aligned}$$

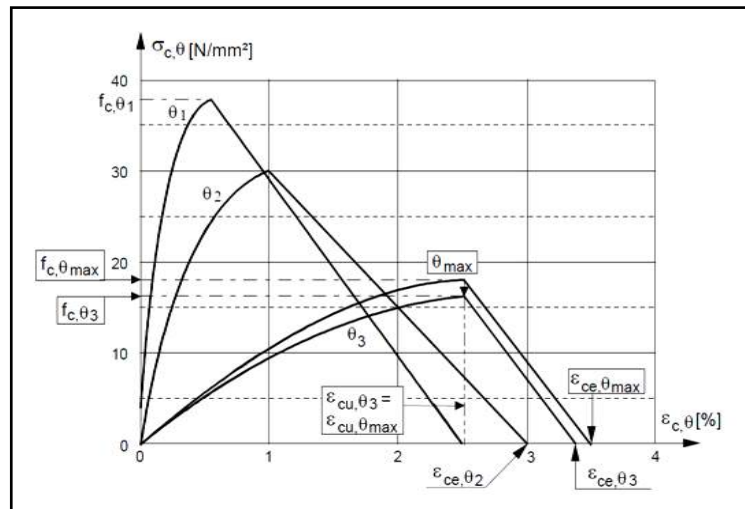


Figure I.16 Relations contrainte-déformation du béton de classe de résistance C40/50, échauffé jusqu'à $\theta_1 = 200^\circ C$, $\theta_2 = 400^\circ C$, $\theta_{max} = 600^\circ C$ et refroidi jusqu'à $\theta_3 = 400^\circ C$.

ANNEXE II

Différents modèles constitutifs du béton

Tableau 1. Evolution de la résistance à la compression du béton à hautes températures

Modèles	Résistance à la compression du béton à hautes températures
Bazant and Chem(1987)	$f'_{cT} = f'_c (1 - 0.1786 \times 10^{-3})$; $T \leq 350^\circ\text{C}$ $f'_{cT} = f'_c (0.9375 - 1.713 \times 10^{-3}(T - 350))$; $350^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C}$
ASCE	$f'_{cT} = f'_c$; $20^\circ\text{C} \leq T \leq 450^\circ\text{C}$; $f'_{cT} = f'_c \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{T-20}{1000} \right) \right]$; $450^\circ\text{C} \leq T \leq 874^\circ\text{C}$ et $f'_{cT} = 0$; $T > 874^\circ\text{C}$
Kodur et al. (2004)	$f'_{cT} = \begin{cases} f'_c [1 - 0.003125(T - 20)] & ; T \leq 700^\circ\text{C} \\ 0.75f'_c & ; 100^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \\ f'_c [1.33 - 0.00145T] & ; T > 400^\circ\text{C} \end{cases}$
Li and Purkiss (2005)	$f'_{cT} = f'_c \left(0.00165 \left(\frac{T}{100} \right)^3 - 0.03 \left(\frac{T}{100} \right)^2 + 1.002 \right)$
Hertz (2005)	$f'_{cT} = f'_c \left[\frac{1}{\left(1 + \frac{T}{T_1} + \left(\frac{T}{T_2} \right)^2 \right) + \left(\frac{T}{T_8} \right)^8 + \left(\left(\frac{T}{T_{64}} \right)^{64} \right)} \right]$ <p>Agrégats siliceux : $T_1 = 15000, T_2 = 800, T_8 = 800, T_{64} = 100000$</p> <p>Agrégats à poids léger: $T_1 = 100000, T_2 = 1100, T_8 = 800, T_{64} = 940$</p> <p>Autres agrégats : $T_1 = 100000, T_2 = 1080, T_8 = 690, T_{64} = 1000$</p>
Aslani and Bastami(2011)	$f'_{cT} = f'_c \left[\begin{array}{l} 1.01 - 0.0006T \leq 1.0 ; 20^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.0565 + 0.00017T + 5 \times 10^{-6}T^2 - 5 \times 10^{-9}T^3 ; 200^\circ\text{C} < T \leq 900^\circ\text{C} \\ 0 ; T > 900^\circ\text{C} \end{array} \right]$ Agrégats calcaires

Tableau 2. Evolution de la résistance à la traction du béton à hautes températures

Modèles	Résistance à la traction du béton à hautes températures
Bazant and Chem(1987)	$f'_{tT} = f'_t \left\{ \begin{array}{l} 1.010052 - 0.526 \times 10^{-3}T ; T \leq 400^\circ\text{C} \\ 1.08 - 2.5 \times 10^{-3}T ; 400^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \\ 0.6 - 0.5 \times 10^{-3}T ; 600^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
EC2 (BS EN1992-1-2:2004)	$f'_{tT} = f'_t \left\{ \begin{array}{l} 1 ; T \leq 100^\circ\text{C} \\ 1 - \frac{T - 100}{500} ; 100^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
Chang et al. (2006)	$f'_{tT} = f'_t \left\{ \begin{array}{l} 1.05 - 2.5 \times 10^{-3}T ; 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.8 ; 100^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.02 - 1.1 \times 10^{-3}T \geq 0.0 ; 200^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
Song et al. (2007)	$f'_{tT} = f'_t (0.9798 - 0.001T)$; $T \leq 979.8^\circ\text{C}$

Aslani et Bastami (2011)	$f'_{tT} = f'_t \left\{ \begin{array}{l} 1.02 - 9.8 \times 10^{-4}T \leq 1.0 \quad ; \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.965 - 1 \times 10^{-4}T - 9 \times 10^{-7}T^2 - 3 \times 10^{-9}T^3 + 3.2 \times 10^{-12}T^4 \\ \quad ; \quad 100^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 0 ; \quad 200^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
--------------------------	---

Tableau 3. Evolution du module d'élasticité du béton à hautes températures

Modèles	Module d'élasticité du béton à hautes températures
Bazant and Chem (1987)	$E_{cT} = E_c \left\{ \begin{array}{l} 1 - 1.256 \times 10^{-3}T \quad ; \quad T \leq 650^\circ\text{C} \\ -0.565 \times 10^{-3}(T - 650) + 0.1837 \quad ; \quad 650^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
Li and Purkiss (2005)	$E_{cT} = E_c \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad ; \quad T \leq 60^\circ\text{C} \\ \frac{800 - T}{740} \quad ; \quad 60^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
Chang et al. (2006)	$E_{cT} = E_c \left\{ \begin{array}{l} 1.33 - 1.65 \times 10^{-3}T \quad ; \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 0.8 \quad ; \quad 100^\circ\text{C} \leq T \leq 200^\circ\text{C} \\ 1.02 - 1.1 \times 10^{-3}T \geq 0.0 \quad ; \quad 200^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \end{array} \right\}$
Aslani et Bastami (2011)	$E_{cT} = E_c \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad ; \quad 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ 1.015 - 0.00154T + 2 \times 10^{-7}T^2 + 3 \times 10^{-10}T^3 \quad ; \quad 100^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \\ 0 \quad ; \quad 1000^\circ\text{C} < T \end{array} \right\}$

Tableau 4. Valeurs des principaux pour le béton à résistance normale et le béton à haute résistance à hautes températures (Sadaghian, H and Masood Farzam (2019))

Temperature, °C	Normal-strength concrete						High-strength concrete		
	Siliceous aggregate			Calcareous aggregate			$f_{cT}/f'_c(20^\circ\text{C})$		
	$f_{cT}/f'_c(20^\circ\text{C})$	$\varepsilon_{c1,T}$	$\varepsilon_{cu1,T}$	$f_{cT}/f'_c(20^\circ\text{C})$	$\varepsilon_{c1,T}$	$\varepsilon_{cu1,T}$	Class 1	Class 2	Class 3
20	1	0.0025	0.02	1	0.0025	0.02	1	1	1
100	1	0.004	0.0225	1	0.004	0.023	0.9	0.75	0.75
200	0.95	0.0055	0.025	0.97	0.0055	0.025	0.9	0.75	0.7
300	0.85	0.007	0.0275	0.91	0.007	0.028	0.85	0.75	0.65
400	0.75	0.01	0.03	0.85	0.01	0.03	0.75	0.75	0.45
500	0.6	0.015	0.0325	0.74	0.015	0.033	0.6	0.6	0.3
600	0.45	0.025	0.035	0.6	0.025	0.035	0.45	0.45	0.25
700	0.3	0.025	0.0375	0.43	0.025	0.038	0.3	0.3	0.2
800	0.15	0.025	0.04	0.27	0.025	0.04	0.15	0.15	0.15
900	0.08	0.025	0.0425	0.15	0.025	0.043	0.08	0.113	0.08
1000	0.04	0.025	0.045	0.06	0.025	0.045	0.04	0.075	0.04
1100	0.01	0.025	0.0475	0.02	0.025	0.048	0.01	0.038	0.01
1200	0	---	---	0	---	---	0	0	0

N.B : D'après l'Eurocode2, le béton à haute résistance est classé en trois catégories qui dépendent de la résistance à la compression :

- 1- Classe 1 : La résistance à la compression est entre C50/67 et C67/75 ;
- 2- Classe 2 : La résistance à la compression est entre C70/85 et C80/95 ;
- 3- Classe 3 : La résistance à la compression est entre C90/150.

Tableau 5. Relations constitutives contraintes – déformations du béton

ASCE (1993) pour un béton à résistance normale(NSC)	EC2 (BS EN1992-1-2-2 :2004)
$\sigma_c = \begin{cases} f'_{cT} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{max,T}}{\varepsilon_{max,T}} \right)^2 \right] & ; \varepsilon \leq \varepsilon_{max,T} \\ f'_{cT} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{max,T} - \varepsilon}{3\varepsilon_{max,T}} \right)^2 \right] & ; \varepsilon > \varepsilon_{max,T} \end{cases}$	$\sigma_c = \frac{3\varepsilon f'_{cT}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)} ; \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,T}$
$f'_{cT} = \begin{cases} f'_c & ; 20^\circ C \leq T \leq 450^\circ C \\ f'_{cT} \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{T - 20}{100} \right)^2 \right] & ; 450^\circ C \leq T \leq 874^\circ C \\ 0 & ; T > 874^\circ C \end{cases}$ $\varepsilon_{max,T} = 0.025 + (6.0.T + 0.04.T^2) \times 10^{-6}$	<p>La branche descendante non linéaire est autorisée pour $\varepsilon_{c1,T} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,T}$ au lieu de la branche linéaire dans l'analyse numérique</p>