



HAL
open science

Thermal and mechanical behaviour of concrete: Multi-Scale Approach to Thermal Damage: Applications to Concrete at High Temperature

Abdellah Menou

► **To cite this version:**

Abdellah Menou. Thermal and mechanical behaviour of concrete: Multi-Scale Approach to Thermal Damage: Applications to Concrete at High Temperature. Materials. Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2004. English. NNT: . tel-00008986

HAL Id: tel-00008986

<https://theses.hal.science/tel-00008986v1>

Submitted on 8 Apr 2005

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE
Pour obtenir le grade de
DOCTEUR
DE
L' UNIVERSITE DE PAU ET DES PAYS DE L'ADOUR

Spécialité : *Mécanique des solides*

Présentée par

Abdellah MENO

Sujet de la thèse :

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT THERMOMECHANIQUE DES BETONS A HAUTE
TEMPERATURE :
APPROCHE MULTI ECHELLES DE L'ENDOMMAGEMENT THERMIQUE.**

Soutenue le 29 Janvier 2004

devant le jury composé de

Président :	Jean-Marie REYNOUARD
Directeurs de thèse :	Ghassan MOUNAJED Christian LA BORDERIE
Rapporteurs :	Hélène DUMONTET Djimédo KONDO
Examineurs :	Paul ACKER Béatrice BOURDETTE Hocine. BOUSSA



*Division Modélisation Calcul et Développement -MOCAD- du CSTB.
Laboratoire des Sciences Appliquées au Génie Civil-LaSAGeC-Anglet.*



A mon grand père (Lkou Ould Menou)

A mes parents (Abidine Ould Lkhou -&- Fatima M'Barek)

REMERCIEMENTS

Ce travail a été mené au sein de la division MOCAD Modélisation, Calcul et Développement du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment en collaboration avec le Laboratoire des Sciences Appliquées au Génie Civil de l'Institut Aquitain du Bâtiment et des Travaux Public d'Anglet.

Je suis gré à Monsieur Jean-Marie REYNOUARD, Professeur et Directeur de la recherche à l'INSA de Lyon de m'avoir fait l'honneur de présider le Jury de soutenance.

Tout ma gratitude aux rapporteurs, Madame Hélène DUMONTET, Professeur à l'Université de ParisVI, et à l'Université Cergy Pontoise et Monsieur Djimedo KONDO, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille qui m'ont fait l'honneur de s'intéresser à ce travail de thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Paul ACKER, Directeur scientifique de LAFARGE d'avoir accepté de participer à ce jury et pour ses remarques pertinentes. Je suis très honoré de son intérêt pour notre travail.

Un grand merci à Madame Béatrice BOURDETTE, Docteur, Directeur déléguée au Développement Technique de l'ATHIL, pour l'intérêt qu'elle a porté à ce sujet de m'avoir fait le plaisir de participer à mon jury de thèse. Ses remarques ainsi que son expérience nous seront très utiles pour les travaux ultérieurs sur le sujet.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Ghassan MOUNAJED, chef de Division MOCAD au CSTB qui, en tant que Directeur de thèse, a permis l'aboutissement heureux de ce travail. Je le remercie pour sa confiance, et pour son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence m'a transmis sa passion pour la modélisation. Sans lui, cette thèse n'aurait jamais vue le jour.

Je suis très reconnaissant à Christian LA BORDERIE, HDR, et Directeur du LaSAGeC pour sa direction scientifique de ce travail de recherche tout au long de ces trois années et avec qui j'ai appris les bases de la mécanique de l'endommagement. Au cours de ma préparation de thèse, j'ai trouvé un cadre de travail agréable accueillant. J'adresse un merci particulier à Monsieur Patrick ANDRE, Professeur et Directeur de l'ISA-BTP.

Hocine BOUSSA, Docteur-ingénieur, de la Division MOCAD au CSTB a suivi efficacement et régulièrement de très près le déroulement de mes travaux. Je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance pour les conseils toujours pertinents qu'il m'a prodigué, et pour son enthousiasme de chercheur qu'il a su me faire partager. Qu'il trouve ici l'expression de mes sentiments les plus amicaux.

A ces remerciements je souhaite associer Hélène CARRE, Maître de conférence à l'Université de Pau et des Pays de l'Adour pour sa participation, ses conseils, et son encouragement pour ce travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à toute l'équipe MOCAD du CSTB, mes collègues du CSTB et du LaSAGeC de l'ISA - BTP d'Anglet, avec qui les échanges scientifiques ou amicaux m'ont fait de bons souvenirs inoubliables.

Je remercie tout particulièrement Hung UNG QUOC pour les bons moments que nous avons partagé ensemble durant ces trois années de thèse.

Un clin d'œil tout particulier à Alexandre PINEAUD sans qui « la partie expérimentale » ne serait pas ce qu'elle est.

En fin, une grande pensée pour féliciter et remercier du fond du cœur mes parents, ma famille, et mes amis pour le soutien et les encouragements sans faille malgré la distance tout au long de cette thèse. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon amitié et de ma gratitude.

Abstract

This research work deals within the framework of the study of durability when subjected to high temperature in case of fire. Experiments investigations show that the concrete behaviour, notably HPC, is strongly affected by temperature. The aim of this study is to identify the elementary mechanisms leading the degradation of concretes and to propose a predict model allowing the evaluation concrete damage at high temperature.

Thermal damage concrete observed experimentally is in fact the resultant of several elementary mechanisms which occur in various scales in the building material. Adopted step consists to uncoupling the thermal damage, of mechanical origin (accompanied with deformations) and which takes place in the macroscopic and tiny scale, of the thermal damage of physical and chemical origin (not accompanied with deformations) and which is due mainly to the physical and chemical alterations in material.

In the mésoscopic scale, we postulate the existence of a supplementary deformation, called micromechanical deformation, responsible for the damage by differential dilation enter the mortar (or cement) and the granulates. This approach is based on the exploitation of two different models; the "Digital Concrete" microscopic model and the macroscopic damage deviatoric model MODEV, both implemented in the Finite Elements Software SYMPHONIE

Concurrently, an experimental study was achieved in order to feed and to validate the "Digital Concrete" model. The evolution of mechanical characteristics of concrete was studied using multi-scale approach and three point bending tests were performed on 5 cementeous materials, cement past, mortar, ordinary concrete and 2 HPC concretes, after heating/cooling stage

Multi scales approach of the model "Digital Concrete" allowed to find by simulation the experimental warmly behaviour.

Multi scales approach of the model BN allowed to find by simulation behaviour in warmly observed experimentally. This is made by feigning various attempts realized within the framework in this research.

"Digital Concrete" approach allowed to put in evidence the existence of the micromechanical deformation and to propose an original approach allowing identification by simulation the laws concretes behaviour at high temperatures. This approach was also applied successfully to explain the thermo-mechanical experimental observations in concrete behaviour when subject to mechanical load, called collectively "thermal creep transit". An application refractory concrete subjected to very high temperatures was also realized.

KEYWORDS: thermal damage, high temperature digital concrete, concrete model, cement paste, micro-macro, fracture energy, thermal expansion, multi-scale.

Résumé de la thèse :

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude de la durabilité des ouvrages en béton en cas d'incendie. Les études expérimentales montrent l'influence importante de la température sur le comportement des bétons et notamment des BHP. Les objectifs de la présente recherche concernent l'étude des mécanismes élémentaires conduisant à la dégradation des bétons sous l'effet de la température et de la proposition d'un modèle prédictif permettant l'évaluation de l'endommagement des bétons sous l'effet de la température.

L'endommagement thermique du béton observé expérimentalement est en fait la résultante de plusieurs mécanismes élémentaires qui se produisent à différentes échelles du matériau. La démarche adoptée consiste à découpler **l'endommagement thermique d'origine mécanique** (accompagné des déformations) et qui a lieu **aux échelles macroscopique et microscopique de l'endommagement thermique d'origine physico-chimique** (non accompagné de déformations). A l'échelle mésoscopique, nous postulons l'existence d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle entre le mortier (ou pâte de ciment) et les granulats. L'approche est basée sur l'exploitation simultanée du modèle multiphasique Béton Numérique (BN) et du modèle d'endommagement déviatorique (MODEV), implantés dans le code de calcul aux éléments finis SYMPHONIE.

Une synthèse bibliographique sur le comportement à chaud des bétons et sur les modèles théoriques a permis d'orienter une stratégie de modélisation multi-échelle du phénomène. Ainsi, une étude expérimentale a été réalisée afin d'alimenter et de valider le modèle d'endommagement thermique. Cette étude a porté sur cinq matériaux cimentaires, à savoir ; une pâte de ciment, un mortier, un béton ordinaire, un BHP à granulats calcaires et un BHP à granulats silico-calcaires. Des essais de flexion trois points ont été effectués sur des éprouvettes ayant subi au préalable un cycle de chauffage-refroidissement. Ces essais ont permis d'identifier ces paramètres du modèle et d'effectuer par la suite une validation globale. L'approche multi échelles du modèle BN a permis de prédire par simulation la loi de comportement du béton à chaud observé expérimentalement. Ceci est effectué en simulant les différents essais réalisés dans le cadre de la présente recherche.

L'approche "Béton Numérique" a permis également de mettre en évidence l'existence de la déformation micromécanique non observable à l'échelle microscopique d'une part et de proposer une approche originale permettant l'identification par simulation des lois de comportement des bétons à hautes températures. Cette approche a été également appliquée avec succès pour donner une explication physique à des observations expérimentales du comportement thermomécanique du béton sous chargement mécanique, appelé communément « fluage thermique transitoire ». En fin, une application aux bétons réfractaires soumis à des très hautes températures a été réalisée. Cette application met en évidence l'influence de prépondérant des coefficients de dilatation thermique des constituants du béton sur le comportement de ce matériau à chaud et permet de valider l'existence à l'échelle mésoscopique d'une déformation micro-mécanique d'origine thermique

MOTS-CLÉS : endommagement thermique, haute température, modélisation numérique, béton, pâte de ciment, béton numérique, dilatation différentielle, transformations physicochimiques, micro-macro

TABLES DES MATIERES

TABLES DES MATIERES	3
LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES	6
Introduction générale	10
Etude bibliographique sur le comportement thermomécanique du béton à haute température.	12
1.1. Introduction	13
1.2. Généralités sur la microstructure du BO et du BHP	13
1.2.1. Microstructure physique du béton. [Mora-1990].	13
1.2.2. Microstructure et composition de la pâte de ciment	15
1.2.3. Caractéristiques physiques des BO et des BHP vis-à-vis du comportement au feu	16
1.2.4. Les principales modifications physico-chimiques dans le béton à haute température	17
1.2.5. Phénomènes d'éclatements	17
1.2.5.1. Ecaillage par pressions internes et contraintes thermomécanique.	18
1.2.5.2. Ecaillage par dilatation thermique empêchée.	18
1.3. Endommagement des bétons à haute température	19
1.3.1. Effet de la température sur la pâte de ciment.	19
1.3.2. Effet de la température sur les granulats.	19
1.3.3. Effets de la température sur la microstructure du béton	20
1.3.3.1. Analyse de la microstructure par ATD et ATG	20
1.3.3.2. Dégradation de l'interface pâte granulats à haute température	21
1.3.3.3. Evolution de la porosité	21
1.3.3.4. Distribution des tailles des pores.	23
1.4. Evolution des caractéristiques thermiques et mécaniques avec la température	25
1.4.1. Evolution de propriétés thermiques avec la température.	25
1.4.1.1. Evolution de la masse volumique.	25
1.4.1.2. Conductivité thermique	25
1.4.1.3. Chaleur spécifique	27
1.4.2. Evolutions des propriétés mécaniques du béton avec la température.	27
1.4.2.1. Evolutions des propriétés mécaniques du béton à température ambiante	27
1.4.2.2. Evolution des propriétés mécaniques du béton avec la température.	29
1.4.3. Evolution du comportement mécanique avec la température.	36
1.4.3.1. Comportement du béton en compression à haute température.	36
1.4.3.2. Comportement du béton en traction à haute température.	38
1.4.3.3. Déformation thermique du béton.	39
1.5. Modèles d'endommagement des bétons à haute température	44
1.5.1. Modèles homogènes d'endommagement du béton.	44
1.5.1.1. Température ambiante	44
1.5.1.2. A haute température	47
1.5.2. Modèles mésoscopiques de l'endommagement pour le béton.	50
1.5.2.1. Modèle Béton numérique Mounajed (2001)	51
1.5.2.2. Modèle Béton numérique de Delft-TNO[Breu-2001]	54
1.5.3. Conclusion	55
1.6. Conclusion de l'étude bibliographique	56
2.1. Introduction	58
2.2. Endommagement à haute température.	60
2.2.1. Principe de la démarche d'identification multi-échelles de l'endommagement thermique	60
2.2.2. Modèle d'endommagement thermomécanique	61
2.2.2.1. Endommagement thermique d'origine mécanique et micromécanique dû à la dilatation différentielle :	61
2.2.2.2. Endommagement thermique d'origine physicochimique	62
2.2.3. Endommagement micromécanique à haute température.	63
2.2.4. Formulation thermodynamique du modèle.	64

2.3. Exploitation du modèle BN et validation de l'approche microscopique de l'endommagement thermique.	67
2.3.1. Caractérisation des phases :	67
2.3.2. Endommagement thermique avec le modèle Béton Numérique	70
2.3.3. Objectivité des résultats vis-à-vis du maillage	73
2.3.4. Etude paramétrique sur le modèle	73
2.3.4.1. Influence du tirage statistique	74
2.3.4.2. Influence du diamètre maximum des granulats.	76
2.3.4.3. Influence du pourcentage granulométrique sur l'évolution de l'endommagement thermique	78
2.4. Conclusion :	79
<i>Conception et optimisation d'une méthode expérimentale pour l'identification de l'endommagement thermique</i>	79
3.1. Introduction	80
3.2. Etude d'optimisation de la vitesse du chauffage des essais	81
3.2.1. Introduction	81
3.2.2. Optimisation du cycle de chauffage- refroidissement	81
3.2.2.1. Modélisation de l'essai	82
3.2.2.2. Résultats et analyses.	85
3.2.3. Conclusion :	90
3.3. Conception et identification expérimentale des paramètres du modèle	91
3.3.1. Introduction	91
3.3.2. Programme expérimental	91
3.3.2.1. But et Champs d'application :	91
3.3.2.2. Echantillons et géométrie:	91
3.3.2.3. Choix de matériaux :	93
3.3.2.4. Conditions de conservation :	95
3.3.2.5. Confection de l'entaille	96
3.3.2.6. Conditions de l'essai de flexion trois points	96
3.3.2.7. Choix des températures d'essai	97
3.3.2.8. Procédure à suivre pour mesurer le G_f :	97
3.3.2.9. Mesures de gradients thermiques au sein d'une éprouvette	98
3.3.3. Mise au point de l'essai de flexion trois points	98
3.3.4. Résultats expérimentaux de l'essais de flexion trois points	100
3.3.4.1. Pâte de ciment et mortier HP	100
3.3.4.2. Résultats expérimentaux du BHP calcaires, du BHP Silico-calcaire et du béton ordinaire	107
3.3.4.3. Comparaison et discussion des résultats	111
3.3.5. Etude de l'évolution du module par la méthode des ULTRASONS	113
3.3.6. Identification des paramètres du modèle d'endommagement thermique	114
3.3.6.1. Identification de la fonction $g(T)$ d'endommagement physico chimique de la pâte	114
3.3.6.2. Identification du paramètre Bt	114
3.3.6.3. Identification de l'endommagement thermique du mortier et de l'écrouissage associé	115
3.4. Conclusion	117
4.1 Introduction	119
4.2 Etude du comportement des éprouvettes testées à haute température.	120
4.2.1 Principe de la démarche	120
4.2.2 Simulation par homogénéisation du mortier (MHP)	120
4.2.2.1 Modélisation de l'essai	120
4.2.2.2 Résultats de la simulation	124
4.2.3 Simulation par homogénéisation des bétons testés (BO : béton ordinaire et BSC : BHP silico-calcaires)	126
4.2.3.1.1 Modélisation de l'essai	127
4.2.3.2 Homogénéisation du béton ordinaire (BO) et du béton HP silico-calcaire (BSC) testés	128
4.2.3.3 Résultats de calcul avec le modèle d'endommagement thermique de SYMPHONIE	130
4.3 Simulation d'éprouvettes en béton réfractaire à haute température: Application 1.	137
4.3.1 Bétons réfractaires	137
4.3.1.1 Compositions et matériaux	137

4.3.1.2	Comportement thermomécaniques des bétons réfractaires	137
4.3.2	Simulation des éprouvettes testées en flexion 4 points d'un béton réfractaire	140
4.4	Simulation sous chargement thermique et mécanique simultanée à haute température dit « fluage thermique transitoire » : Application 2.	142
4.4.1	Modélisation de l'essai	142
4.4.2	Résultats de simulation et confrontation	143
4.5	Conclusion	144
	Conclusion générale et perspectives	147

LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

Chapitre I

Figure I. 1: Modèle des particules de CSH de Feldman et Sereda [Feld-1974]	15
Figure I. 2 : Dégâts observés après l'incendie dans le tunnel sous la Manche	16
Figure I. 3: Ecaillage par dilatation thermique empêchée d'après Bazant [Baza-1997]	18
Figure I. 4: Perte de masse de deux types de granulats (calcaire et siliceux) d'après Harmathy et Allen [Harm-1973].	20
Figure I. 5: Courbes déterminées par analyse thermique différentielle sur 3 BHP Diederichs et al [Died-1992].	20
Figure I. 6: Perte de masse des bétons de différents types granulats en fonction de la température	21
Figure I. 7: Porosité totale à l'eau en fonction de la température de conditionnement	22
Figure I. 8: Porosité en fonction de la température de conditionnement [Noum-1995]	22
Figure I. 9: Variation de poids en fonction de la température	23
Figure I. 10: perte en masse des éprouvettes par rapport à l'état initial, en fonction de la température de conditionnement	23
Figure I. 11: Distributions des pores d'un béton ordinaire obtenues à différentes températures [Noum-1995].	24
Figure I. 12: distribution des diamètres de pores dans le béton à hautes performances en fonction de la température Kalifa et al [Kali-1998]	24
Figure I. 13: Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température d'après Schneider [Schn-1988]	25
Figure I. 14: Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température selon les normes (EUROCODE4)	26
Figure I. 15: Évolution de la conductivité thermique résiduelle avec le traitement thermique [Kali-1998]	26
Figure I. 16: Evolution de la chaleur spécifique en fonction de la température selon l'Eurocode 4 et le DTU	27
Figure I. 17: Comportement de béton en traction directe [Terr-1980]	28
Figure I. 18: le comportement de béton en compression simple d'après Ramtani [Ramt-1990]	29
Figure I. 19: Rapport des résistances à chaud et des résistances résiduelles sur la résistance initiale (à froid) en fonction de la température [Hara1973]	30
Figure I. 20: Rapport de la résistance en compression sur la résistance initiale en fonction de la température.	31
Figure I. 21: Evolution de la résistance à la traction en fonction de la température [Pimi-1999]	32
Figure I. 22: Rapport du module d'élasticité à chaud et à froid sur le module initial en fonction de la température [Dias-1990].	33
Figure I. 23: Evolution de module élastique proposée par les normes.	33
Figure I. 24: évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire d'après Maréchal [Mar-1972]	34
Figure I. 25: Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [Baza-1988] et [Hein-1998]	35
Figure I. 26: Evolution du facteur d'intensité des contraintes et de la longueur caractéristique pour les bétons à haute température [Feli-1998]	35
Figure I. 27: Courbe charges-déformations déterminées à différentes températures sur un BHP	37
Figure I. 28: Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale à différentes températures pour un béton ordinaire Schneider [Sch-1988]	37
Figure I. 29: La déformation ultime en compression uniaxiale en fonction de la température pour différents niveaux de charge appliquée durant le chauffage [Sch-1988].	38
Figure I. 30: Courbe contrainte-déformation en compression biaxiale à différentes températures	38
Figure I. 31: Comportement du béton en traction à différentes températures [Feli-1998].	39
Figure I. 32: Dilatation thermique de bétons de différents granulats [Schn-1988]	42
Figure I. 33: Déformation totale de différents bétons sous chargement constant [Schn- 1988]	43
Figure I. 34: Courbes de déformation du spécimen en béton en fonction du chargement Jumppanen et Diederichs[Jump-1992].	43
Figure I. 35: Approche multiphasique du béton numérique	51
Figure I. 36: Les phases « Béton Numérique » considérées.	52
Figure I. 37: Granulométrie typique d'un béton	52
Figure I. 38: Phases et caractère hétérogène du matériau	53
Figure I. 39: Evolution de l'endommagement en de fonction de la température	53
Figure I. 40: Exemple de génération des phases (Modèle Delft TNO).	54
Figure I. 41: Déformation plastique dans la direction principale (matériau chauffé à 400°C) [Breu-201]	54
La Figure I. 42 montre la déformation plastique obtenue par le modèle pour un essai de traction simple sur un matériau chauffée à 400°C.	55

Tableau I. 1: les principales réactions physico-chimiques dans le béton à haute température	17
Tableau I. 2: Evolution de la conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les normes DTU	26
Tableau I. 3: Coefficient de dilatation thermique de quelque type de granulats [Sol-1984]	41
Tableau I. 4: coefficient de dilatation thermique obtenu expérimentalement	42
Tableau I. 5 : Paramètres caractéristiques du modèle d'endommagement thermomécanique à haute température [Bak-1998]	48

Chapitre II

Figure II. 1 : Approche à l'échelle mésoscopique de l'endommagement thermique	58
Figure II. 2: Principe de l'approche par homogénéisation	61
Figure II. 3: Organigramme de l'approche d'endommagement thermique	62
Figure II. 4 : micro déformation	63
Figure II. 7: Évolution des coefficients de dilatation thermique expérimentaux [Died-1992]) de la pâte et des granulats en fonction de la température. En gras, évolution moyenne adoptée pour la simulation numérique.	72
Figure II. 10: courbe charge-déplacement pour 4 tirages aléatoires ($d_{max} = 25mm$).	75
Figure II. 11 : influence du tirage sur la distribution des granulats	75
Figure II. 12: Maillage et géométrie de 3 cas étudiés (20, 25, 30 et 40mm).	76
Figure II. 13: Évolution de la déformation mécanique locale en fonction de la taille des granulats et de la température	77
Figure II. 14: L'endommagement moyen d en fonction de la taille et de la température	77
Figure II. 15: Évolution de l'endommagement dans un mortier en fonction du pourcentage granulométrique et de la température	79

Tableau II. 1: Paramètres statistiques et mécaniques du modèle.	67
Tableau II. 2 : coefficient de a_f pour l'estimation de G_f	69
Tableau II. 3: Composition et caractéristiques du Béton Numérique utilisé.	70
Tableau II. 4 : caractéristiques adoptées pour la phase ciment	71
Tableau II. 5 : Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul.	74
Tableau II. 6: Composition et caractéristiques du Béton Numérique utilisé.	74
Tableau II. 7 : résultats de calcul de l'aire sous la courbe pour les 4 tirages réalisés	75
Tableau II. 8 : granulométrie choisis pour 4 tailles différentes de granulats	76
Tableau II. 9 : Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul.	78

Chapitre III

Figure III. 1. Conditions aux limites et maillage adopté	82
Figure III. 2: Cycle de chauffage et de refroidissement.	82
Figure III. 3: Conductivité en fonction de la température.	84
Figure III. 4 : Iso valeur de la contrainte axiale ($1^\circ C/min$) sur $1/4$ de l'éprouvette.	85
Figure III. 5: Évolution du gradient de température en fonction du temps ($1^\circ C/min$).	86
Figure III. 6: Contrainte en traction au cœur de l'éprouvette en fonction de la température	86
Figure III. 7: Isovaleurs de l'endommagement ($1^\circ C/min$)	87
Figure III. 8: Evolution de l'endommagement en fonction de la température ($1^\circ C/min$).	87
Figure III. 9: isovaleur de la température avec une montée en température de $0,5C \min$	88
Figure III. 10: Résultats de simulation de gradient thermique entre la face et le cœur de l'éprouvette ($1^\circ C \min$ et $0,5^\circ C \min$).	88
Figure III. 11: Evolution de l'endommagement en fonction de la température avec une vitesse de $1^\circ C/min$	89
Figure III. 12: Géométrie des éprouvettes.	92
Figure III. 13: position des thermocouples au sein de l'éprouvette	98
Figure III. 14: Dispositif expérimental, bâti, machine de flexion	99
Figure III. 15: Représentation en perspective du dispositif (pilotage en ouverture de fissure).	99
Figure III. 16: Perte de masse en fonction de T.	100
Figure III. 17 : Charge flèche (pâte ciment) en fonction de T	101
Figure III. 18 : Charge flèche du mortier en fonction de T	101
Figure III. 19: G_f pâte de ciment et mortier en fonction de T	102
Figure III. 20: Différence entre les faciès de rupture de la pâte non chauffée et chauffée à $400^\circ C$	103
Figure III. 21 : Evolution de la surface réelle de rupture de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température.	104
Figure III. 22: Résistance en traction de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température	105
Figure III. 23 : Rapport f_t/f_{t0} pâte de ciment et mortier en fonction de la température	105
Figure III. 24: Rapport des modules d'Young en fonction de T	106

Figure III. 25 : Rapport lc/lc_0 en fonction de T	106
Figure III. 26 : Evolution du facteur d'intensité KI en fonction de T	106
Figure III. 27: Courbe charge-déplacement du BHP Calcaire en fonction de T	108
Figure III. 28: Courbe charge-déplacement du BO en fonction de T	108
Figure III. 29: Courbe charge-déplacement du BHP Silico-Calcaire en fonction de T	108
Figure III. 30 : résistance en traction du BHP-Silico-Calcaire en fonction de T	109
Figure III. 31: résistance en traction du BHP-Calcaire en fonction de T	109
Figure III. 32: résistance en traction d'un BO en fonction de T	109
Figure III. 33 : Rapport des résistances en traction des 3 bétons testés en fonction de T	109
Figure III. 34 : G_f du BHP-Silico-Calcaire (M75SC) en fonction de T	110
Figure III. 35 : G_f du BHP-Calcaire (M75C) en fonction de T	110
Figure III. 36 : G_f du béton ordinaire (BO) en fonction de T	110
Figure III. 37 : Rapport des G_f des 3 bétons (BO-M75C-M75SC) testés en fonction de T	110
Figure III. 38 : Courbes de G_f de M75C comparés aux résultats de Felicetti et al [Feli-1998].	112
Figure III. 39: Représentation 3D des facteurs influençant G_f à haute température	112
Figure III. 40: Évolution de l'endommagement thermique de la pâte de ciment.	114
Figure III. 41: Évolution de l'écroutissage de l'endommagement B_t en fonction de la température	115
Figure III. 42: Évolution de l'écroutissage de l'endommagement B_t en fonction de la température	116
Figure III. 43: Évolution de l'endommagement thermique du mortier.	116
<hr/>	
Tableau III. 1: Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul cas un béton M75SC	83
Tableau III. 2: choix de la géométrie	92
Tableau III. 3: Composition du mortier à haute performance	93
Tableau III. 4: Compositions de la pâte de ciment à haute performance	93
Tableau III. 5: composition du BHP-M75SC, à granulats silico-calcaires	94
Tableau III. 6: composition du BHP-M75C, à granulats calcaires	94
Tableau III. 7: composition du béton ordinaire M30C, à granulats calcaires.	95

Chapitre IV

Figure IV. 1: maillage et condition aux limites adoptées pour le mortier HP.	121
Figure IV. 2: Endommagement thermique dans la pâte de ciment adopté pour les calculs.	122
Figure IV. 3 : Variation des caractéristiques thermiques du mortier avec la température :	123
Figure IV. 5 : lois de variation du coefficient de dilatation thermique des phases du mortier	124
Figure IV. 7: Evolution du module élastique de l'essai comparée aux résultats de simulation Symphonie.	125
Figure IV. 10 : Maillage et condition aux limites adoptées pour le deux bétons (BO et BSC)	127
Figure IV. 11 : Lois de variation du coefficient de dilatation thermique de deux types de granulats	129
Figure IV. 12: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 20°C.	130
Figure IV. 13: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 120°C.	130
Figure IV. 14: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 250°C.	131
Figure IV. 15: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 400°C	131
Figure IV. 16 : Résultats de simulation de la charge au pic en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire	132
Figure IV. 17: Résultats de simulation de la charge au pic en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire	132
Figure IV. 18 : état d'endommagement d'un béton ordinaire à 120°C et à 400°C	133
Figure IV. 19: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire à 20°C.	133
Figure IV. 20: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire à 120°C.	134
Figure IV. 21: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire à 250°C.	134
Figure IV. 22: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire à 400°C.	134
Figure IV. 23: Résultats de simulation de la charge au pic en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire	135

<i>Figure IV. 24: Résultats de simulation de l'énergie de fissuration en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire</i>	135
<i>Figure IV. 25: Isovaleurs de l'endommagement total dans le béton silico-calcaire à 120 et à 400°C obtenus par SYMPHONIE.</i>	136
<i>Figure IV. 26: évolution de la porosité de différent réfractaire en fonction de la température du traitement [Simo-2000]</i>	138
<i>Figure IV. 27: Courbe de dilatation thermique d'un béton réfractaire et de sa matrice en fonction de la température selon Simonin [Simo-2000]</i>	139
<i>Figure IV. 28: Evolution du module élastique d'un béton réfractaire (8D) et de sa matrice en fonction de la température [Simo-2000]</i>	140
<i>Figure IV. 29: Simulation de l'endommagement thermique du béton réfractaire 8D</i>	141
<i>Figure IV. 30: Maillage et conditions aux limites adoptées pour le calcul.</i>	143
<i>Figure IV. 31: Réponse du modèle au cas de chargement thermique et mécanique couplée confronté aux résultats des essais (jusqu' à 500°C)</i>	143
<hr/>	
<i>Tableau IV. 1: Granulométrie du mortier simulé</i>	121
<i>Tableau IV. 2: Caractéristiques thermiques du mortier HP utilisées pour le calcul.</i>	122
<i>Tableau IV. 3: Caractéristique mécanique utilisées pour le calcul.</i>	123
<i>Tableau IV. 4: Granulométrie du BO simulé</i>	128
<i>Tableau IV. 5 : Caractéristique mécanique utilisées pour le calcul.(BO)</i>	128
<i>Tableau IV. 6 : Granulométrie du BSC simulé</i>	129
<i>Tableau IV. 7 : Caractéristique mécanique utilisées pour le calcul (BSC).</i>	129

Introduction générale

Le Béton et notamment le béton à Hautes Performances sont de plus en plus utilisés en France et dans les pays industrialisés. Une meilleure connaissance de ce matériau HP est acquise grâce aux différents travaux et projets de recherches menés depuis plusieurs années au niveau national et international (BHP2000, HITECO, etc). Ces travaux ont mis en évidence les caractéristiques intrinsèques et les performances très satisfaisantes de ce nouveau matériau. Malgré ses bonnes performances à température ambiante, le BHP, peut présenter un comportement critique à haute température. L'analyse des effets des hautes températures sur sa microstructure est une étape nécessaire à la compréhension des phénomènes macroscopiques complexes car le béton subit des modifications physicochimiques qui influencent fortement son comportement thermomécanique.

L'objet de la présente recherche est d'étudier l'endommagement des bétons sous effet thermique. L'endommagement thermique est lié à un ensemble de processus de déformation et de dégradation d'origines mécanique, physique et chimique que subit le béton quand il est chauffé à haute température. Plusieurs recherches, notamment sur le plan expérimental, ont mis en évidence la complexité du comportement des bétons soumis à haute température et l'existence d'une combinaison de mécanismes d'endommagement de différentes origines : mécanique (déformations), physique (transfert de chaleur, départ d'eau libre, variation de conductivité,...) et chimique (déshydratation, carbonatation, transformations chimiques...).

Sur le plan de la modélisation, la prise en compte explicitement de l'ensemble de ces phénomènes est un point de passage obligé pour une prédiction fiable du comportement des bétons à haute température. Cependant, en raison de la complexité et la forte interaction entre les différents phénomènes, l'approche modélisation doit s'effectuer graduellement en essayant de découpler dans la mesure du possible les phénomènes mis en jeu afin de comprendre et d'identifier leurs influences sur le processus de dégradation du matériau à chaud.

A ce titre, nous nous limitons dans la présente recherche à l'étude du comportement thermomécanique du béton où derrière ce terme générique ont lieu plusieurs mécanismes de dégradation des bétons d'origine mécanique (d'ordre macro et microscopique) et physicochimiques. Nous proposons dans la présente recherche de quantifier l'influence de chacun de ces phénomènes qui ont lieu au sein du matériau. Ceci devrait permettre de donner une explication physique à des observations expérimentales obtenues sur des corps d'éprouvettes chauffées d'une part et de généraliser ces observations d'autre part en effectuant une étude de sensibilité sur l'influence de certains paramètres cachés non observables par des essais conventionnels.

Il est conscient de noter que, la présente approche conduira à l'élaboration d'une loi rhéologique de comportement à chaud des bétons et constitue une des composantes importantes pour l'étude du comportement au feu des structures, qui doit s'effectuer comme dit précédemment de manière graduelle. En effet, la sollicitation feu est associée à une cinétique d'évolution dans le temps qui met en jeu des phénomènes d'inertie d'ordre thermique, hydrique et mécanique. Ceci fait l'objet d'une

démarche complémentaire réalisée au sein du pôle MOCAD du CSTB et concerne l'étude du comportement thermo-hygro-mécanique (THM) en milieux poreux non saturés et endommageables [Moun-1998].

Les travaux réalisés au sein du pôle MOCAD sur ce thème ont permis de mettre en relief l'origine (THM) combinée du processus de l'écaillage de bétons à savoir (endommagement thermomécanique couplé à une évolution de la pression gaz au sein du matériau).

Notre recherche constitue ainsi une brique importante dans le cadre d'une approche globale du comportement thermo-hygro-mécanique du béton dans la mesure où elle alimente cette approche par un modèle rhéologique de l'endommagement thermomécanique du béton.

Le processus de dégradation dans les matériaux hétérogènes tels que le béton est gouverné par plusieurs mécanismes qui peuvent se produire à une échelle inférieure à celle d'un volume élémentaire représentatif. Nous définissons les échelles de l'étude selon la taille des gros granulats dans le matériau

- Macroscopique : à l'échelle d'un béton (gros granulats, Mortier, ciment)
- Mésoscopique : à l'échelle du mortier (ciment, sable, graviers, ...)
- Microscopique : est inférieur au millimètre et à l'échelle d'une pâte de ciment (grains, microfissures, pores,...).

Les modèles macroscopiques homogènes présentent des insuffisances quant à la reproduction du comportement thermomécanique du béton. En effet, avec de tels modèles, un objet en béton chauffé uniformément (sans gradient thermique) et libre de se dilater, ne subit pas de contraintes et donc ne s'endommage, ce qui contredit les observations expérimentales. Ce défaut est dû à l'hypothèse de l'homogénéité du matériau, à l'échelle macroscopique, qui ne permet pas de prendre compte de l'endommagement à une échelle plus petite où le matériau est fortement hétérogène.

La première partie présente une analyse bibliographique du comportement du béton à haute température. Cette partie relate quelques modèles d'endommagement thermomécanique issus de la littérature en distinguant ceux qui prennent en compte l'aspect mésoscopique à haute température. Le modèle d'endommagement déviatorique (MODEV) et celui du béton numérique (BN) de SYMPHONIE seront également exposés.

Dans le deuxième chapitre, on présente un modèle d'endommagement à haute température. La démarche adoptée consiste à découpler l'endommagement thermique d'origine mécanique dû aux déformations (Macroscopiques et Microscopiques) de l'endommagement thermique (non accompagné de déformations) dû aux transformations physico-chimiques de la matière. Notre approche est basée sur l'exploitation du modèle multiphasique Béton Numérique (BN) et le modèle d'endommagement déviatorique (MODEV), implantés dans le code aux éléments finis SYMPHONIE. Il s'agit d'un modèle d'endommagement thermique multi-échelles appliqué au béton à haute température.

Le troisième Chapitre est consacré à la conception d'une approche expérimentale multi-échelle pour identifier les principaux paramètres nécessaires d'une part pour alimenter et valider le modèle d'endommagement thermique d'une autre part.

Dans le dernier chapitre, consacré à la validation du modèle, on propose une approche originale permettant l'identification par simulation des lois de comportement des bétons à hautes températures. Cette approche sera également appliquée pour expliquer les observations expérimentales du comportement thermomécanique du béton sous chargement mécanique, appelé communément « fluage thermique transitoire ». Finalement, une application aux bétons réfractaires soumis à des très hautes températures a été réalisée.

1. Chapitre I

**Etude bibliographique sur le comportement thermomécanique du béton
à haute température.**

1.1. Introduction

L'exposition du béton à une température élevée provoque une dégradation chimique progressive du béton qui modifie sa microstructure. Pour comprendre le comportement de ce matériau à haute température, il est nécessaire de connaître les principales modifications physico-chimiques que subissent ses composants (la matrice cimentaire et les granulats). L'interface pâte-granulats est plus ou moins affectée selon la nature du ciment et des granulats.

Ce chapitre décrit les principaux éléments du comportement thermique et mécanique du béton à haute température. La première partie comporte une synthèse bibliographique sur les évolutions des caractéristiques thermiques, hydriques et mécaniques de bétons avec la température. On présente également dans cette étude bibliographique le comportement mécanique du béton sous diverses sollicitations thermiques et mécaniques. La dernière partie sera consacrée à l'analyse des différentes approches d'endommagement à haute température disponibles dans la littérature

Avant de traiter chaque partie de ce chapitre, nous rappellerons brièvement la composition chimique et la structure physique du béton et de ses composants.

1.2. Généralités sur la microstructure du BO et du BHP

1.2.1. Microstructure physique du béton. [Mora-1990].

Le béton est un matériau hétérogène multiphasique constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment et d'eau. La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton. Chaque constituant joue un rôle bien défini, celui de liant hydraulique pour la pâte de ciment, et celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance pour les granulats.

1. Les granulats

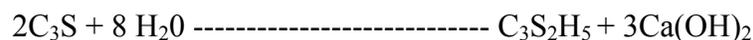
Les granulats occupent 60 à 75 % du volume de béton. On distingue trois types de granulats dans les bétons ; le sable ; ce sont des particules de diamètre inférieur à 5 mm, les gravillons se sont des particules de diamètres entre 5 et 10 mm et enfin, les cailloux dont le diamètre est compris entre 10 et 40 mm.

2. La pâte de ciment

Le ciment Portland est un liant hydraulique, c'est à dire que sa prise et son durcissement résultent d'une combinaison avec l'eau. Les qualités de ce liant sont donc dues à la réaction chimique entre le ciment et l'eau appelée hydratation.

Les mécanismes d'hydratation du ciment créent au sein du béton un réseau poreux.

La principale réaction d'hydratation du ciment est la suivante :



Pour un ciment donné les quantités de silicate de calcium hydratée (C-S-H) et de chaux Ca(OH)_2 dépendent essentiellement du rapport E/C et du temps de la réaction.

Le CSH est un monocristal de forme lamellaire, qui peut être observé sous forme de deux ou trois feuilles sous un microscope électronique à balayage.

Dans une pâte de ciment ordinaire durcie, on trouve en moyenne, 50 à 70 % de silicate de calcium hydraté CSH et 25 à 27 % de portlandite (hydroxyde de calcium) Ca(OH)_2 .

Il est important de noter que la quantité des CSH est plus importante dans une pâte de ciment à hautes performances qu'une pâte de ciment ordinaire.

3. L'eau

L'eau est un constituant du béton qui peut être présent sous deux formes : physique et chimique. Une classification classique permet de distinguer trois types d'eau :

L'eau chimiquement liée : Elle n'est plus considérée comme faisant partie de la phase liquide car cette eau est combinée aux hydrates, dont elle fait partie, sous forme d'eau de cristallisation.

L'eau adsorbée : est constituée par les couches de molécules d'eau sur la surface solide des pores.

Soumises aux champs des forces électriques superficielles des particules de CSH et à l'action des forces de VAN DER WAALS, la structure électronique de la molécule d'eau ne varie que très peu dans ce cas la.

L'eau libre : cette eau échappe aux forces superficielles des particules solides. En excès par rapport à l'eau nécessaire à l'hydratation, elle occupe les macropores.

4. L'interface pâte –granulats

C'est la partie la plus poreuse, la mieux cristallisée, et la moins résistante dans un béton. L'épaisseur de cette zone qui s'appelle aussi l'auréole de transition est de 50 μm maximum, et la taille des pores varie entre 1,5 et 3 μm [Mora–1990]. Cette faible résistance mécanique au niveau de l'auréole est due en partie à l'eau piégée sous les granulats. Les études menées sur cette partie montrent que l'interface est constituée de fibres de CSH, d'aiguilles d'ettringite, et de plaquettes de Ca(OH)_2 orientées perpendiculairement à la surface du granulat. L'amélioration des bétons par la micro silice et notamment les BHP permet de réduire la porosité et l'épaisseur de cette zone ce qui conduit à une meilleure liaison entre la pâte et les granulats.

1.2.2. Microstructure et composition de la pâte de ciment

La pâte de ciment se forme au cours de l'hydratation de ciment pour former une sorte de pierre artificielle. Sa microstructure est très compliquée à cause de sa finesse et ne peut être analysée que sous microscope électronique à balayage.

L'analyse de la microstructure se fait généralement et indirectement à partir des isothermes de sorption et de désorption, en connexion avec les propriétés mécaniques de la pâte. Le premier modèle étudiant la microstructure de la pâte de ciment durci en relation avec ces propriétés physiques, a été proposé par Powers et Brownyard [Powe-1970]. Dans cette approche la pâte de ciment est considérée comme assemblage de particules sphériques de gel de diamètre 100 \AA environ séparées par un film d'eau de 6 \AA d'épaisseur.

Feldman et Serda [Feld-1974] concluent que le comportement physicochimique de la pâte de ciment est semblable à celui des matières cellulosiques, la pâte de ciment étant considérée comme un gel. A partir des mesures d'isothermes de sorption et de désorption ainsi que des mesures de retrait et de dilatation, ils constituent leur modèle : la pâte de ciment est construite par une structure lamellaire (couches) irrégulière. Contrairement au modèle de Powers, les propriétés principales du gel ne sont pas fortement influencées par l'eau adsorbée, mais plutôt par l'introduction et l'élimination des molécules d'eau entre les couches inter lamellaires [Feld-1974] (*Figure I. 1*).

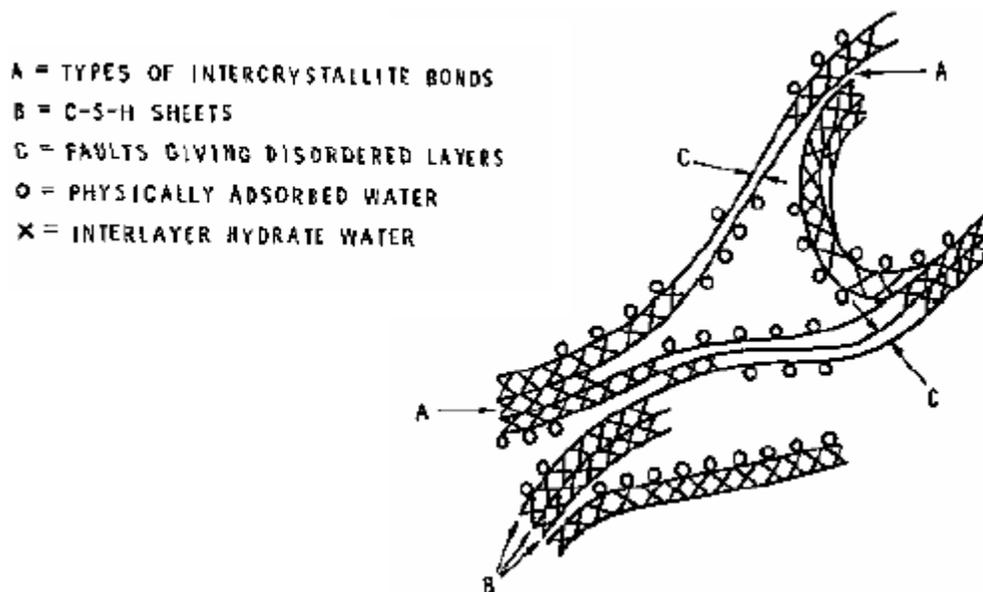


Figure I. 1: Modèle des particules de CSH de Feldman et Sereda [Feld-1974]

1.2.3. Caractéristiques physiques des BO et des BHP vis-à-vis du comportement au feu

Les compositions des BO et des BHP montrent que la différence entre ces deux types de béton est intrinsèque. Les BHP contiennent des ajouts chimiques et notamment la fumée de silice, permettant l'amélioration de sa résistance mécanique. Ils sont caractérisés par une faible perméabilité, une grande densité, et une durabilité accrue pour développer certaines caractéristiques, à savoir : la résistance mécanique, la résistance au feu et les caractéristiques rhéologiques. La fumée de silice assure d'une part le remplissage des vides entre les grains du ciment et d'autre part, grâce à ses propriétés pouzzolaniques, elle fait prise en constituant avec le ciment une matrice plus compacte que celle d'un béton ordinaire. Cependant, cette faible porosité peut générer des problèmes sur ces bétons lorsqu'ils sont soumis à des températures élevées. Certains auteurs [Hert-1984], [Noum-1995] montrent que l'exposition des grandes éprouvettes en béton à un incendie mène à l'explosion et à la ruine complète de la structure alors que d'autres observent que le béton n'a quasiment pas été endommagé [The1-1972]. En effet le BHP peut présenter un comportement critique à haute température, encore difficile à prédire.

Cet éclatement se produit généralement à des températures comprises entre 250 °C et 400°C. L'enjeu est de comprendre les phénomènes thermo physiques qui interviennent lorsque le béton est soumis à hautes températures.

Nous observons sur la Figure I. 2 les dégâts importants suite à l'incendie dans le tunnel sous la Manche où la température est montée jusqu'à 1000°C. Une perte d'épaisseur de béton allant de 10 cm à 20 cm a été constatée après l'incendie.



Figure I. 2 : Dégâts observés après l'incendie dans le tunnel sous la Manche

1.2.4. Les principales modifications physico-chimiques dans le béton à haute température

Les principales réactions physico-chimiques dans le béton au cours de son échauffement sont regroupées dans le Tableau I. 1 [Noum-1995].

Entre 30 et 105 °C	L'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton. Elle est complètement éliminée à 105°C.
Entre 130 et 170 °C:	Une double réaction endothermique peut avoir lieu correspondant à la décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
Autour de 180 °C et jusqu'à environ 300 °C :	On a la première étape de la déshydratation. La chaleur brise le gel de ciment et arrache des molécules d'eau aux silicates hydratés. L'eau liée chimiquement commence à s'échapper du béton.
A environ 250 et 370 °C	On peut avoir de petits pics endothermiques indiquant des effets de décomposition et d'oxydation d'éléments métalliques (ferriques).
Entre 450 et 550°C :	Il y a décomposition de la portlandite en chaux libre : $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
Autour de 570 °C:	Il y a transformation de structures du quartz α en quartz β , accompagnée d'un gonflement pour les granulats quartziques et basaltiques.
Entre 600 et 700 °C :	Il y a décomposition des phases de C-S-H et formation de $\beta\text{-C}_2\text{S}$. C'est la seconde étape de la déshydratation des silicates de calcium hydratés qui produit une nouvelle forme de silicates bi-calciques.
Entre 700 et 900 °C :	Il y a décomposition du carbonate de calcium. Le calcaire se décompose autour de 800°C en $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$, réaction fortement endothermique qui libère du gaz carbonique.
A dessus de 1300-1400 °C :	Début de la fusion des agrégats et de la pâte de ciment.

Tableau I. 1: les principales réactions physico-chimiques dans le béton à haute température

1.2.5. Phénomènes d'éclatements

Le comportement au feu des éléments de structure en béton est caractérisé par un risque d'éclatement et d'écaillage. Cette dégradation augmente avec les dimensions de la structure. En raison de cet effet d'échelle constaté expérimentalement, ce genre de dégradation est attribuée généralement à des

gradients liés au transport de chaleur et de masse au travers de la structure. On ne sait pas exactement comment les pressions et les contraintes d'origine thermique conduisent à ces écaillages.

1.2.5.1. *Ecaillage par pressions internes et contraintes thermomécanique.*

L'éclatement de béton est sans doute dû à deux phénomènes :

D'une part, l'échauffement du béton est souvent accompagné d'un gradient thermique élevé, ce qui entraîne des déformations différentes entre la surface et le cœur de l'échantillon. Ces déformations induisent des contraintes thermiques très élevées. D'autre part, lorsque la température augmente, l'eau qui se trouve dans le matériau que ce soit sous forme libre ou liée s'évapore. Une partie de cette eau vaporisée s'évacue vers la surface chauffée et une autre partie migre vers l'intérieur, où la température est encore faible, et se condense. Elle forme ainsi une zone quasi-saturée qui joue le rôle d'une tranche étanche à la vapeur d'eau et c'est à proximité de cet endroit que la pression dans les pores atteint son maximum. Ce pic peut atteindre des valeurs très importantes et induit des contraintes hydriques importantes.

1.2.5.2. *Ecaillage par dilatation thermique empêchée.*

Bazant [Baza-1997] a montré que la dilatation thermique empêchée, génère des contraintes internes en compression dans la direction parallèle à la surface soumise au feu (Figure I. 3). Selon Bazant, c'est cette compression qui provoque la fissuration, tandis que les pressions internes dans la structure ne jouent qu'un rôle secondaire en influençant l'éclatement après localisation des déformations.

Cette hypothèse est cohérente dans le sens où les BHP présentent un risque d'écaillage plus élevé que le béton ordinaire à cause de leur faible ductilité en compression [Ulm-99].

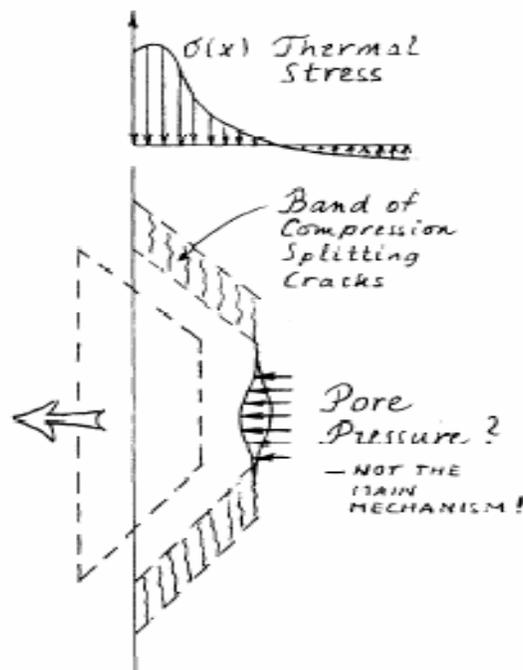


Figure I. 3: Ecaillage par dilatation thermique empêchée d'après Bazant [Baza-1997]

1.3. Endommagement des bétons à haute température

Dans cette partie nous présentons les effets physico-chimiques de la température sur la pâte et sur les granulats, et puis nous étudions par la suite le comportement à haute température du béton en tant que matériau composite.

1.3.1. Effet de la température sur la pâte de ciment.

Les principales modifications physico-chimiques se passent dans la pâte de ciment, en raison de la présence de l'eau sous différentes formes comme nous l'avons déjà dit. Entre 30 et 120 °C, l'eau libre et l'eau adsorbée s'évaporent, et au-delà de 105°C les hydrates commencent à se décomposer selon Hilsdorf [Hisl-1967]. Cependant d'autres travaux, notamment ceux de Harmathy [Harm-1970], montrent que la déshydratation de la pâte de ciment débute dès l'évacuation de l'eau évaporable. Ensuite à partir de 180 °C et jusqu'au-delà de 800°C, le gel de CSH se décompose essentiellement en silicate de calcium β C₂S, β CS et en eau [Baza-1996] tandis que se forme l'hydroxyde de calcium CH qui donne l'oxyde de calcium Ca(OH)₂.

A l'aide de la diffraction aux rayons X, Piasta et al [Pias-1984] ont observé un phénomène d'hydratation additionnelle entre 200 et 300°C. Cette réaction se traduit par une diminution des phases $\tilde{\beta}$ C₂S et C₃S ainsi qu'une faible augmentation de la quantité de Ca(OH)₂.

Concernant la porosité de la pâte de ciment à haute température, Fischer [Fisc-1970] a montré que celle-ci augmente d'une manière parabolique en fonction de la température. Cette augmentation, notée aussi dans d'autres travaux de Bazant et al [Baza-1982], est accompagnée d'une évolution de la taille moyenne des pores et du volume poreux total. Ceci est dû en partie à la rupture interne de la structure du gel de CSH lors du processus de déshydratation.

1.3.2. Effet de la température sur les granulats.

A haute température, les granulats se décomposent et subissent des transformations chimiques et minéralogiques importantes qui modifient les caractéristiques microstructurelles du matériau.

La majorité des granulats est généralement stable jusqu' à 600°C [Hara-1973]. Par contre, les granulats non siliceux peuvent subir des transformations chimiques et des réactions de décomposition à des températures inférieures à 600°C. Une analyse thermique différentielle (ATD) permet de déterminer, par des pics endothermiques et exothermiques, les températures auxquelles une instabilité peut survenir dans les granulats. Les analyses thermogravimétriques (ATG), donnent des indicateurs de la progression des réactions de décomposition en mesurant les variations de masse des granulats au cours du chauffage. La Figure I. 4 montre les résultats de perte de masse de deux types de granulats (calcaire et siliceux).

Les résultats d'analyses montrent que les granulats calcaires et siliceux sont relativement stables jusqu'à 500°C. Une autre transformation cristalline est présente entre 500 et 650 °C (Figure I. 4). A ces températures, le quartz- α se transforme en quartz- β sans changement de masse en revanche cette transformation est accompagnée d'une dilatation significative de l'ordre de 1 à 1,4 %. Dans le cas des granulats calcaires, la décarbonatation (CaCO₃ → CaO+CO₂) se produit entre 600 et 900°C. En phase de refroidissement, la chaux libre (CaO) formée lors de la réaction de décarbonatation, se combine avec

l'humidité atmosphérique sous forme de Ca(OH)_2 avec une augmentation de volume de 44%. Ceci cause la fissuration et l'endommagement des structures en béton.

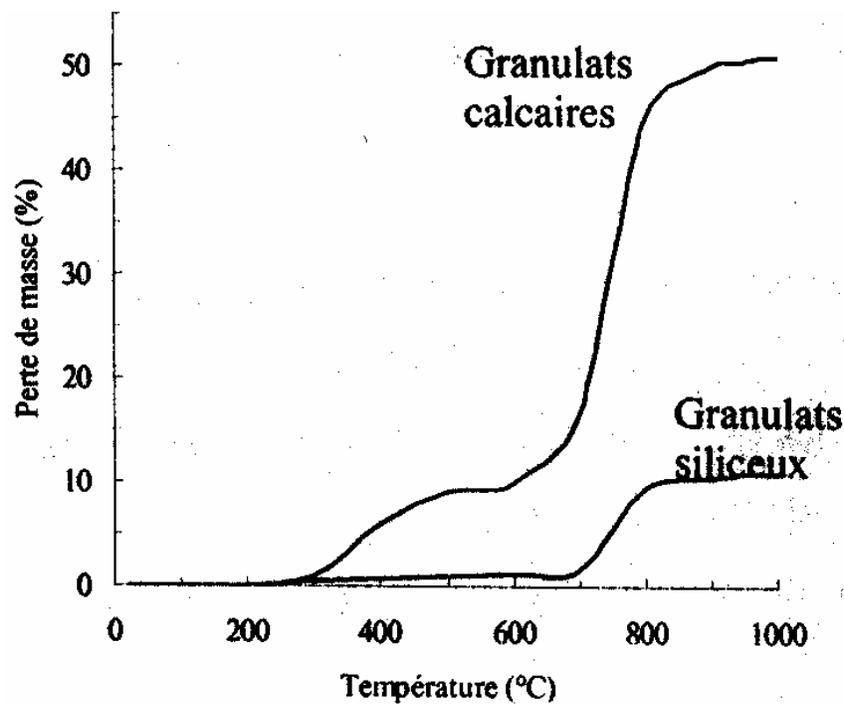


Figure I. 4: Perte de masse de deux types de granulats (calcaire et siliceux) d'après Harmathy et Allen [Harm-1973].

1.3.3. Effets de la température sur la microstructure du béton

1.3.3.1. Analyse de la microstructure par ATD et ATG

Une analyse thermique différentielle (ATD) permet de mettre en évidence les réactions physico-chimiques. Sur des courbes de températures différentielles on observe pour chaque réaction un pic endothermique ou exothermique (cf. Figure I. 5) [Died-1992].

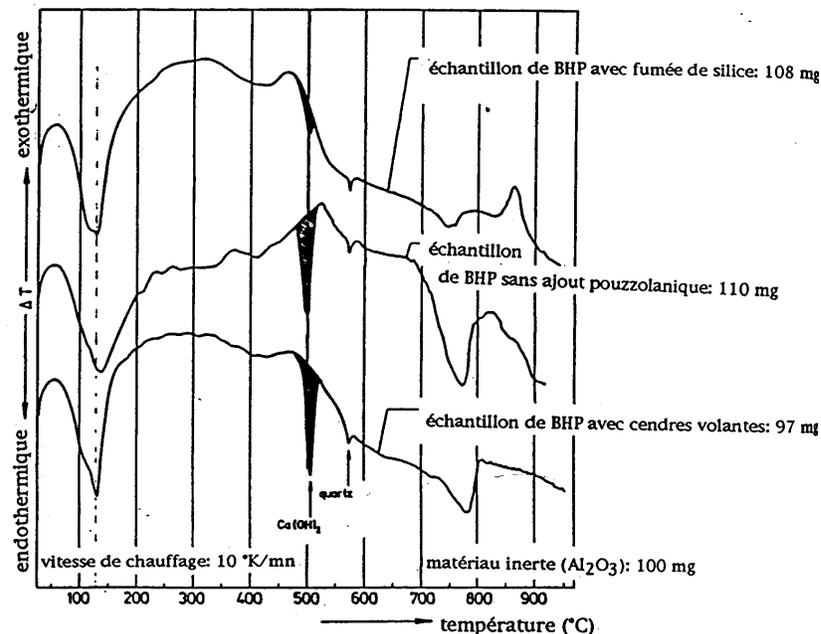


Figure I. 5: Courbes déterminées par analyse thermique différentielle sur 3 BHP Diederichs et al [Died-1992].

La Figure I. 6 montre les résultats d'analyse thermo gravimétriques (ATG) menées par différents auteurs sur des bétons comprenant différents granulats. Ils permettent globalement de suivre l'évolution de la perte de masse au cours du chauffage, on observe ainsi une perte de l'eau libre entre 20°C et 200°C, une perte de l'eau liée chimiquement entre 200 et 500°C et une perte liée aux dégradations chimiques des différents types de granulats au delà de 500°C.

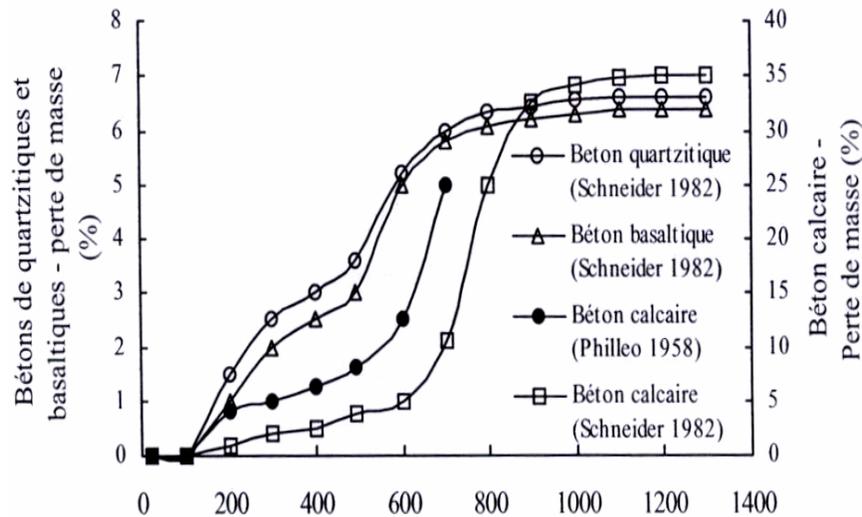


Figure I. 6: Perte de masse des bétons de différents types granulats en fonction de la température
D'après Schneider [Schn-1982]

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

Dans les bétons, l'interface pâte-granat est la partie la plus fragile, la plus poreuse et la mieux cristallisée. La présence de la fumée de silice réduit sa porosité et permet ainsi une bonne adhérence entre la matrice cimentaire et les granulats. Par contre cette zone est moins riche en gel de CSH.

A haute température cette partie, appelée aussi l'auréole de transition, se dégrade progressivement en montant en température. Ceci est dû au départ de l'eau piégée dans les pores et liée chimiquement. Le retrait de dessiccation favorise le développement des fissures et au delà de 120 °C, les phénomènes de déshydratation engendrent une détérioration rapide au niveau de cette zone à cause de la dilatation différentielle entre la pâte de ciment (retrait) et les granulats (expansion). Plus le matériau est hétérogène plus la différence entre les coefficients de dilatation thermiques des constituants est importante. Ces coefficients varient en fonction de la température, et dépendent du type granulat et de ciment utilisés. Ceci a été confirmé par Diederichs et al [Died-1992] en effectuant des essais de mesure du coefficient de dilatation thermique avec différentes natures de granulats.

1.3.3.3. Evolution de la porosité

Le béton est un matériau poreux bi-phasique, composé d'une phase solide et d'une phase poreuse. La porosité totale peut être mesurée par saturation d'eau et la porosité capillaire se mesure généralement par porosimétrie au mercure. Les travaux menés sur l'évolution de ce paramètre ([Kali-1998], [Noum-1995]) 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 et d'un BHP mesurée par Kalifa et al [kali-1998] par la méthode la saturation d'eau.

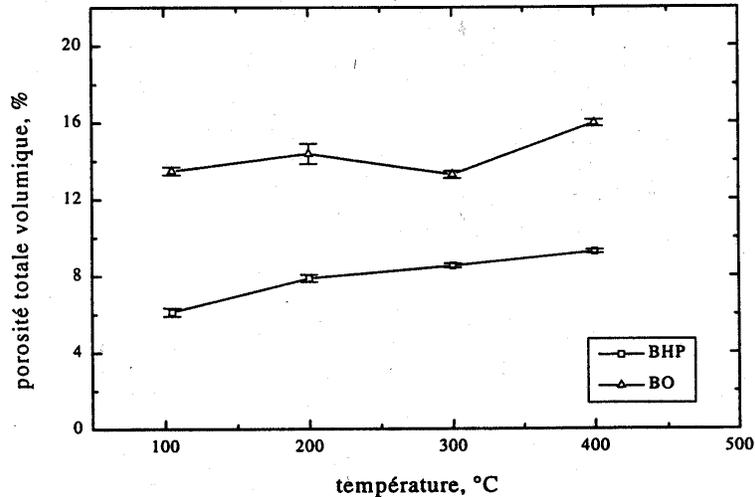


Figure I. 7: Porosité totale à l'eau en fonction de la température de conditionnement [Kali-1998].

À 105°C $\varphi_0 = 6,1\%$ du BHP
 $\varphi_0 = 13,5\%$ du BO

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

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

Sur la Figure I. 8 on observe la variation de la porosité totale en fonction de la température mesurée par Noumowe sur le BO (Rc= 38,1 MPa) et le BHP (Rc= 61,1 MPa). Cet essai a été réalisé à l'aide du porosimètre à mercure.

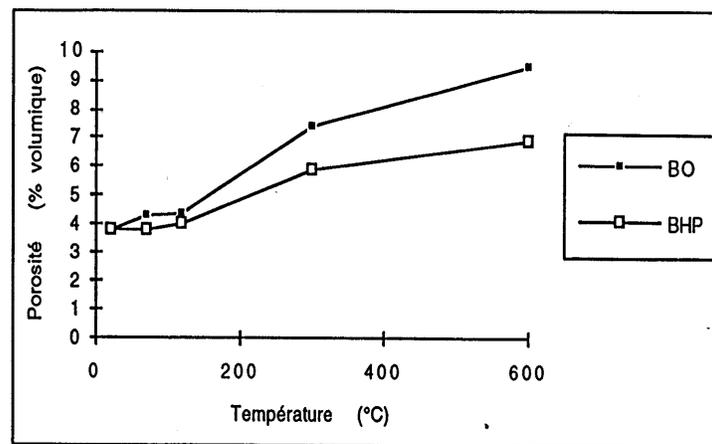


Figure I. 8: Porosité en fonction de la température de conditionnement [Noum-1995]

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. 9 montre la courbe expérimentale mesurée par Noumowe [Noum-1995] de la variation de poids en pourcentage du poids initial des BO et BHP en fonction de la température en surface

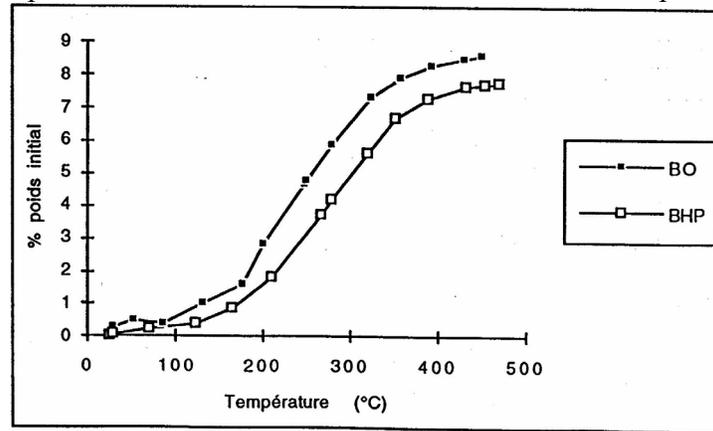


Figure I. 9: Variation de poids en fonction de la température

Noumowé [Noum-1995] a remarqué que la variation de poids est très légèrement supérieure à la quantité d'eau initiale dans le béton. Ce qui laisse penser que en plus de l'eau, il y a d'autres constituants qui se sont échappés des deux bétons.

De même, la Figure I. 10 montre l'évolution de la perte de masse par rapport à la température mesurée par Kalifa [Kalif-1998]. Les courbes obtenues montrent que la perte de masse du BO est plus faible que la perte de masse d'un BHP.

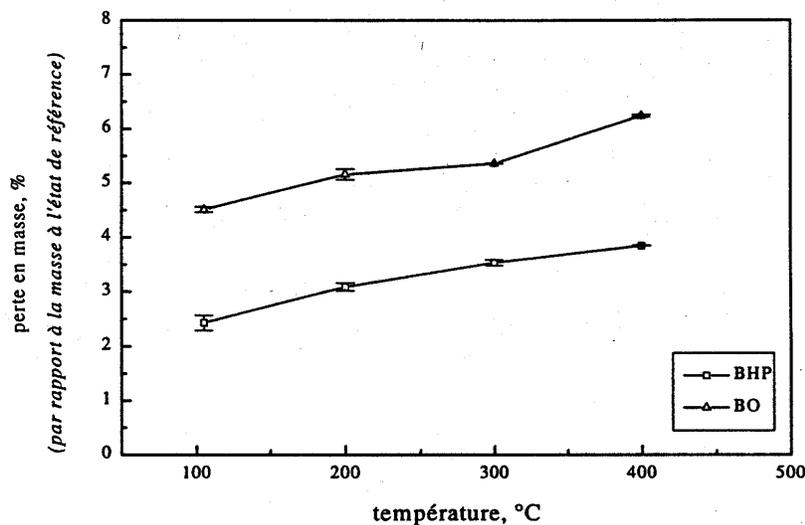


Figure I. 10: perte en masse des éprouvettes par rapport à l'état initial, en fonction de la température de conditionnement

1.3.3.4. Distribution des tailles des pores.

La détermination de la distribution des diamètres des pores dans un béton est une étape importante dans l'étude de l'influence de la température sur l'évolution de la microfissuration. On peut citer deux méthodes principalement utilisées dans ce genre d'études, elles permettent l'accès aux pores de diamètre supérieur à 4 nm : l'absorption de gaz permettant l'accès aux pores du gel et la porosimétrie au mercure qui couvre les pores capillaires. Cette dernière technique a été mise en œuvre par plusieurs

chercheurs afin d'étudier l'évolution de la structure de la porosité de la pâte de ciment ou de différents types de béton avec la température ([Rost-1987], [Noum-1995]).

La Figure I. 11 indique les distributions des pores d'un béton ordinaire obtenues à différentes températures par la technique de porosimétrie au mercure.

Le premier pic correspond aux pores capillaires de la pâte (Figure I. 11). En effet, à 25°C nous observons une population de pore qui se situe autour de 40 nm. Sous l'effet de la température ce pic augmente en volume et son rayon moyen augmente légèrement entre 70 et 120 °C pour ensuite rester constant jusqu'à 600°C.

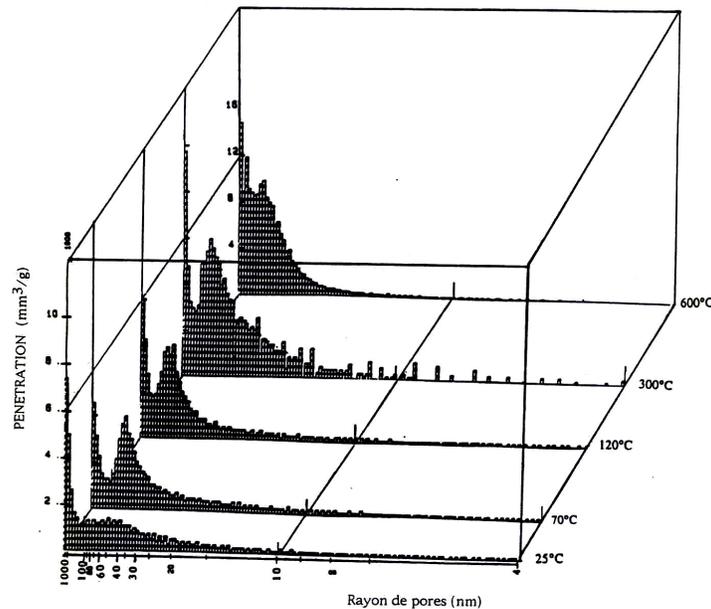


Figure I. 11: Distributions des pores d'un béton ordinaire obtenues à différentes températures [Noum-1995].

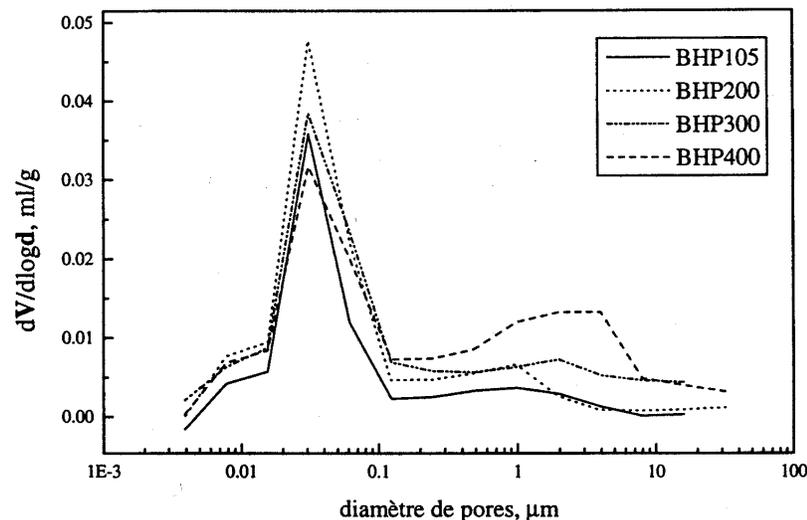


Figure I. 12: distribution des diamètres de pores dans le béton à hautes performances en fonction de la température Kalifa et al [Kali-1998]

La Figure I. 12 montre la distribution porosimétrique, obtenue par intrusion de mercure, des BHP à différentes températures (105 ; 200 ; 300 et 400°C) par Kalifa et al [Kali-1998].

A 105°C, la distribution de tailles de pores du BHP présente un seul pic relativement peu étalé (autour de 30 nm), ce qui traduit un spectre étroit de tailles de pores. Ce pic reste constant avec la température. A 400 °C, on constate la formation d'un deuxième pic (autour de 4 µm) avec une zone très étalée. Ceci peut correspondre à la fissuration dans le BHP chauffé à 400°C, selon Kalifa et al [Kali-1998].

1.4. Evolution des caractéristiques thermiques et mécaniques avec la température

1.4.1. Evolution de propriétés thermiques avec la température.

1.4.1.1. *Evolution de la masse volumique.*

A haute température, ce paramètre dépend fortement de la nature des granulats dans le béton.

La Figure I. 13 montre les variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température.

On observe une diminution quasi-linéaire jusqu'à 800°C, or le béton à granulats calcaires présente une forte diminution de la densité au delà de 800°C. Cette baisse de la masse volumique est liée à deux phénomènes à savoir l'hydratation complémentaire des anhydres et la carbonatation de la portlandite.

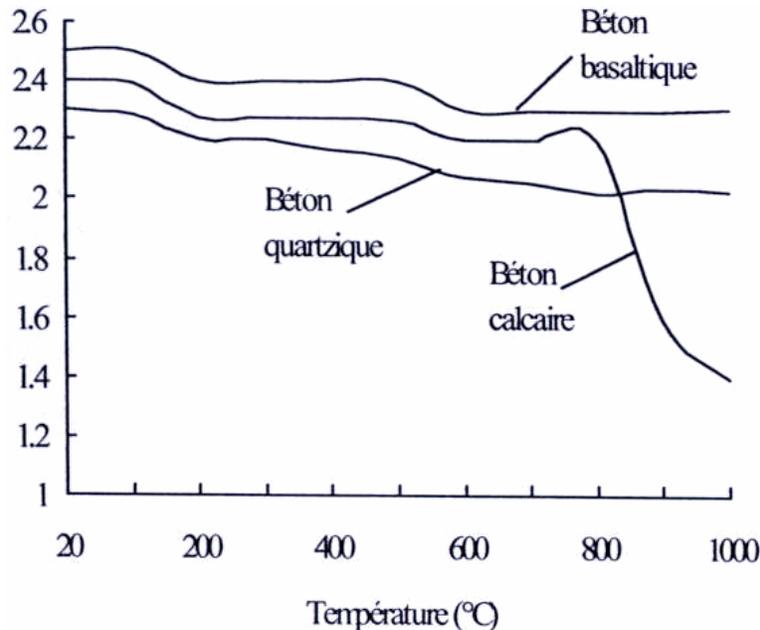


Figure I. 13: Variations de la masse volumique de différents types de bétons en fonction de la température d'après Schneider [Schn-1988]

1.4.1.2. *Conductivité thermique*

La conductivité thermique est l'aptitude d'un matériau à conduire la chaleur. Elle dépend, pour le béton, de nombreux paramètres : la porosité, la température, le degré d'hydratation, la teneur en eau, le type de granulats. Cette propriété diminue, d'une manière générale, lorsque la température augmente. Ce comportement met en évidence la détérioration de la microstructure : les microfissures limitent les transferts de la chaleur.

Les évolutions de la conductivité en fonction de la température proposées par le DTU sont présentées dans le Tableau I. 2. Pour sa part, l'Eurocode 4 propose la formule suivante :

- EUROCODE 4 :

$$\lambda = 2 - 0,24 \times (T/120) + 0,012 \times (T/120)^2 \text{ (W.m-1.}^\circ\text{C-1) pour } 20^\circ\text{C} < T < 1200^\circ\text{C. (Eq: I. 1)}$$

- DTU :

DTU	T (°C)		
	0	500	1000
$\lambda_{(W/m.^{\circ}C)}$	1,628	0.833	0.581

Tableau I. 2: Evolution de la conductivité thermique du béton en fonction de la température selon les normes DTU

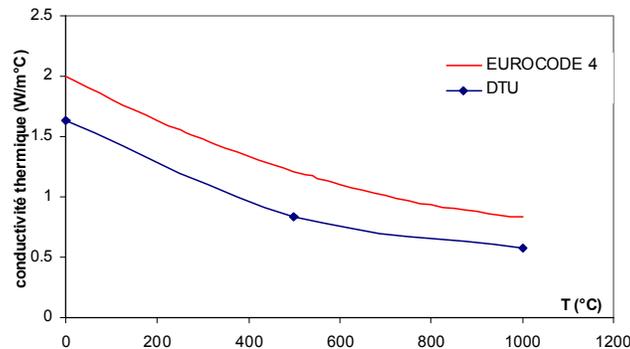


Figure I. 14: Evolution de la conductivité thermique en fonction de la température selon les normes (EUROCODE4)

La Figure I. 15 montre les résultats des mesures de la conductivité thermique pour deux types de béton : M30 (ordinaire) et M100 (BHP) obtenus par KALIFA à l'aide d'un appareil développé au CSTB, le CT-mètre. Les bétons M30 et M100 contiennent des granulats calcaires. Leurs résistances nominales, à 28 jours, en compression sont respectivement : $34,9 \pm 0,3$ et $91,8 \pm 0,8$ MPa.

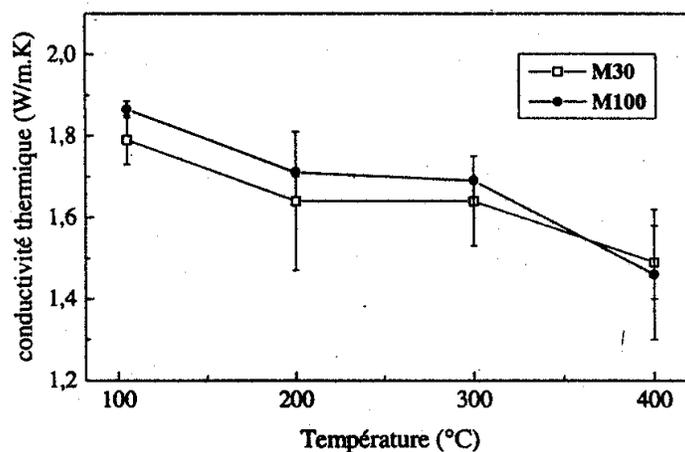


Figure I. 15: Évolution de la conductivité thermique résiduelle avec le traitement thermique [Kali-1998]

1.4.1.3. Chaleur spécifique

La chaleur spécifique est la quantité d'énergie nécessaire pour faire monter de 1°C, la température d'un kg de matériau.

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

Eurocode 4 :

$$C(T) = 900 + 80 \times (T / 120) - 4 \times (T / 120)^2 \quad (\text{J/kg}^\circ\text{C}) \quad (\text{Eq. I. 2})$$

Le DTU considère une valeur constante de la chaleur spécifique telle que $C = 921 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$.

La Figure I. 16 montre l'évolution de la chaleur spécifique selon les normes de l'Eurocode 4 et le DTU.

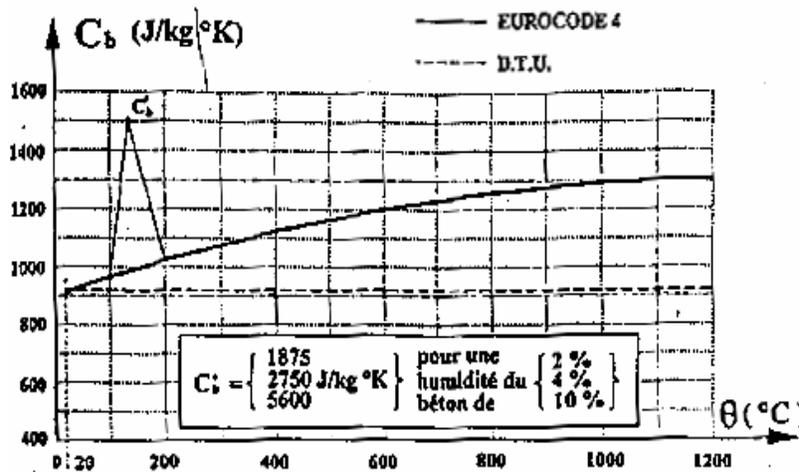


Figure I. 16: Evolution de la chaleur spécifique en fonction de la température selon l'Eurocode 4 et le DTU

1.4.2. Evolutions des propriétés mécaniques du béton avec la température.

1.4.2.1. *Evolutions des propriétés mécaniques du béton à température ambiante*

En absence des sollicitations thermiques, le béton se caractérise pour la partie mécanique par la résistance à la compression, la résistance à la traction, le module d'Young et son énergie fissuration. Cette partie permet de présenter le comportement mécanique du béton à température ambiante et de mettre en évidence le lien entre l'endommagement et la fissuration.

1.4.2.1.1. *Comportement en traction.*

Le comportement mécanique du béton en traction est moins étudié que la compression car d'une part le béton est conçu essentiellement pour résister à la compression, et d'autre part, dû à son comportement quasi fragile, l'essai de traction directe est difficile à réaliser. Par conséquent, on fait appel à des essais indirects de type flexion trois points pour identifier le comportement en traction du béton.

L'essai de traction directe pose deux problèmes délicats : la non linéarité du comportement et les effets d'échelle et de gradient de contrainte, auquel le béton est sensible. Les premiers essais de traction directe, ont été réalisés par Terrien [Terr-1980] (Figure I. 17).

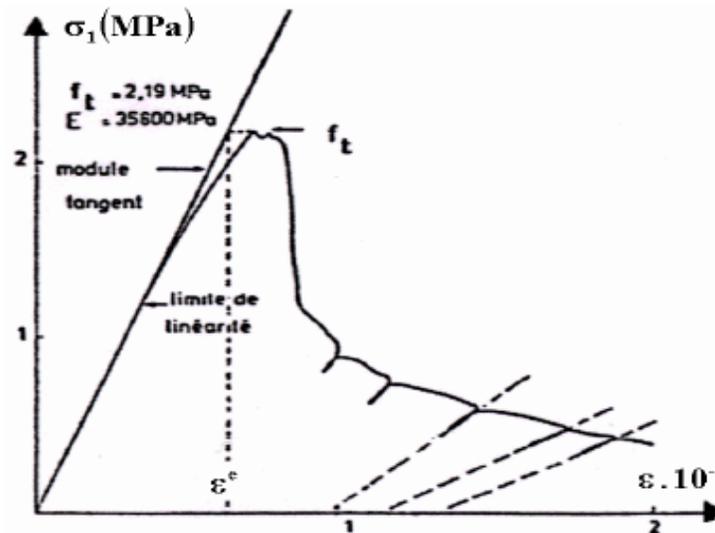


Figure I. 17: Comportement de béton en traction directe [Terr-1980] .

L'interprétation de cette courbe fait apparaître distinctement deux phases :

- le pré pic ($\sigma < f_t$) où la courbe s'écarte assez peu de la droite élastique. Selon Terrien [Terr-1980], les premières dégradations apparaissent à environ 50 % de la contrainte maximale. La meilleure façon d'étudier les phénomènes qui se passent dans cette phase est la technique de l'émission acoustique. Trois types de spectres ont été observés selon le degré d'humidité du matériau: bas (0-50Hz) lié à la migration de l'eau présente dans le béton humide, moyen (jusqu'à 200Hz) et élevés (jusqu'à 300Hz) sont liés à la décohésion des interfaces et à la progression de microfissures. Par ailleurs, la localisation dans la phase pré pic indique la présence de plusieurs sources d'émissions dispersées dans le matériau
- Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser. Les microfissures se propagent dans la pâte de ciment selon le mode I de rupture pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale, tandis que les déformations continuent de croître. Les cycles de déchargement- chargement permettent de constater une chute importante de raideur et l'apparition de déformations résiduelles.

1.4.2.1.2. Comportement en compression.

La résistance à la compression est la propriété la plus utilisée dans le dimensionnement et la conception des ouvrages en béton. C'est pour cette raison que l'essai de compression uniaxial est le plus étudié. La forme de la courbe contrainte déformation (Figure I. 18) montre que la réponse est principalement linéaire jusqu'à 30 % (phase 1) de la contrainte maximale f_c . Après ce point la réponse de la courbe devient non linéaire jusqu'à 80 % de la limite en compression simple (phase 2). Dans la troisième phase, la non linéarité est plus accentuée qu'avant et caractérisée par un début d'augmentation du

volume apparent du matériau. Au delà de cette phase, le comportement devient adoucissant (phase 4). La Figure I. 18 présente le comportement de béton en compression simple selon Ramtani [Ramt-1990]

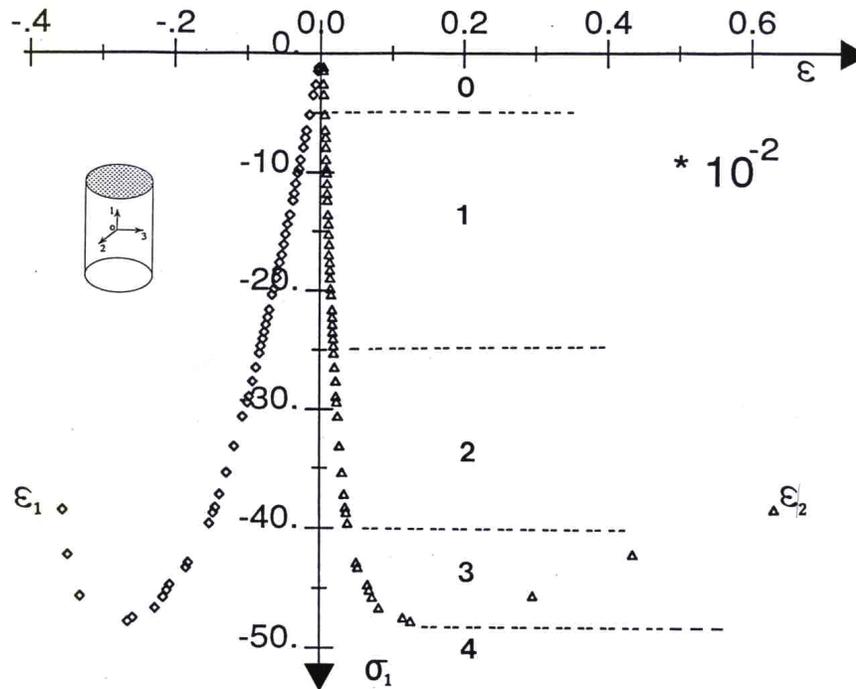


Figure I. 18: le comportement de béton en compression simple d'après Ramtani [Ramt-1990]

1.4.2.2. Evolution des propriétés mécaniques du béton avec la température.

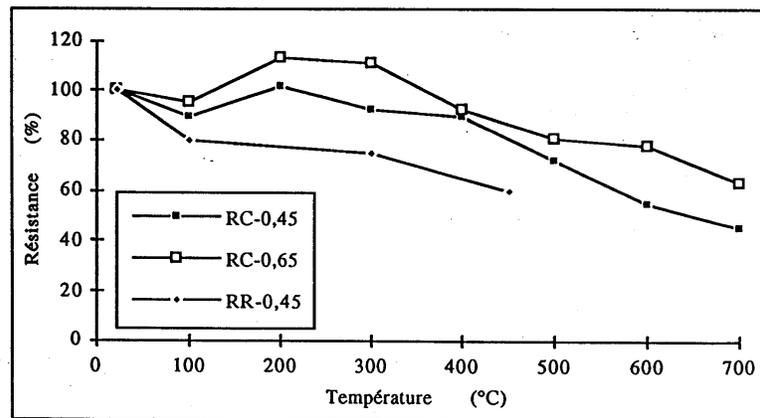
Le béton est un matériau qui s'endommage sous l'effet de la température, il subit de fortes modifications physico-chimiques qui influencent l'évolution de ses propriétés mécaniques avec la température. La déshydratation, les réactions de transformation, la pression dans les pores, la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats engendrent des effets importants sur la résistance de béton à haute température. Les résultats issus de différentes investigations sur le comportement du béton exposé à des hautes températures, interprètent différemment les évolutions de ces paramètres. Ces différences ne sont pas dues seulement à la nature et au type du béton mais aussi aux conditions expérimentales comme : la durée et le taux de chauffage et de refroidissement, la géométrie des éprouvettes.....

Les recherches menées jusqu'à présent sur les bétons ont visé principalement, l'amélioration de ses performances mécaniques à l'état durci aussi bien qu'à l'état frais. En revanche l'amélioration de ses performances vis-à-vis du comportement au feu reste un champ d'investigation assez peu développé. Ce paragraphe présente l'évolution des propriétés mécaniques du béton avec la température.

1.4.2.2.1. Résistance en compression.

La résistance en compression à haute température dépend essentiellement de la composition initiale du matériau (type de granulats, rapport eau/ciment, liant, ajouts, ...). Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence de la température sur la résistance à la compression ([Died-1992], [Noum-1995], ...). On distingue ici les essais réalisés à chaud et ceux réalisés après refroidissement. En effet, l'expérience

montre que les éprouvettes à chaud ont une résistance en compression plus importante que les éprouvettes refroidies. De même, elle montre que les résistances à chaud présentent une augmentation entre 100 et 300 °C. Ces constatations peuvent être faites en particulier sur les courbes expérimentales de Harada et al. [Hara-1973]. La Figure I. 19 montre les résistances en compression à chaud sur deux types de bétons et les résistances résiduelles à froid mesurées sur un béton à haute performance. On peut noter jusqu'à 100°C, une diminution de la résistance ne dépassant pas les 20% de la résistance et cela quel que soit le type d'essais : à chaud ou à froid. Une augmentation de la résistance est observée entre 100 et 200°C. Ceci peut être expliqué d'une part par l'augmentation du processus de chauffage et d'autre part par la rigidification de la microstructure de la pâte de ciment due au départ d'eau adsorbée. En fin, notons que lorsque le E/C est faible la résistance à chaud reste aussi faible et diminue avec la température [Hara-1973] (Figure I. 19).



RC-0,45 ==> Résistance à chaud d'un béton avec E/C= 0,45
 RC-0,65 ==> Résistance à chaud d'un béton avec E/C= 0,65
 RR-0,45 ==> Résistance résiduelle du béton avec E/C= 0,45

Figure I. 19: Rapport des résistances à chaud et des résistances résiduelles sur la résistance initiale (à froid) en fonction de la température [Hara1973]

Au delà de 200°C, le béton est complètement sec, la résistance en compression diminue progressivement en fonction de la température. D'autres travaux ([Abrams-1978], Schn-1982],....) ont montré les mêmes variations de la résistance résiduelle à la compression en fonction de la température (Figure I. 20).

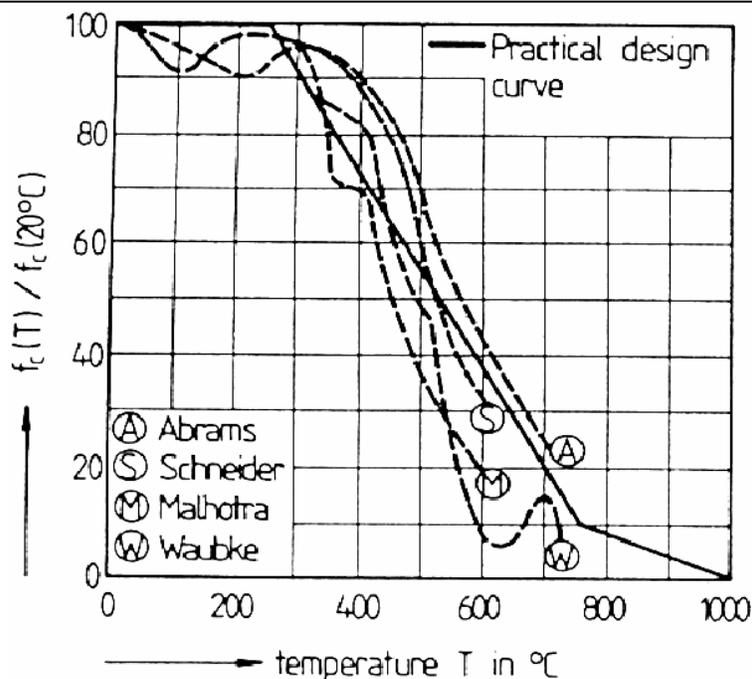


Figure I. 20: Rapport de la résistance en compression sur la résistance initiale en fonction de la température.

Notons ici que l'analyse des résultats obtenus par Malhotra et al [Malh-1989] montre un effet défavorable de la fumée de silice sur la résistance en compression pour les BHP de $E/C=0,5$ et un effet favorable pour les BHP de $E/C=0,5$ testés entre 150 et 450°C. Ces résultats ne sont pas en accord avec ceux de Diederichs et al [Died-1992] qui montrent une faible sensibilité de la résistance vis-à-vis de la nature des additifs.

1.4.2.2.2. Résistance en traction.

L'évolution de la résistance en traction en fonction de la température n'a pas été étudiée aussi souvent que celle de la résistance en compression. En effet la réalisation de l'essai de traction directe ou de flexion s'avère toujours difficile, compte tenu de la localisation de l'endommagement et du développement d'une macrofissure généralement instable, qui mène par la suite à la rupture brutale du matériau. Les travaux réalisés à haute température montrent une chute de cette résistance avec la température. La Figure I. 21 regroupe les résistances résiduelles déterminées en flexion par Malhotra et al 1989 et en traction directe par Noumowé et al.[Noum-1995]. Les mesures sont effectuées sur des éprouvettes ayant préalablement été refroidies. On remarque sur cette figure que toutes les valeurs déterminées se situent au-dessus de celles de DTU.

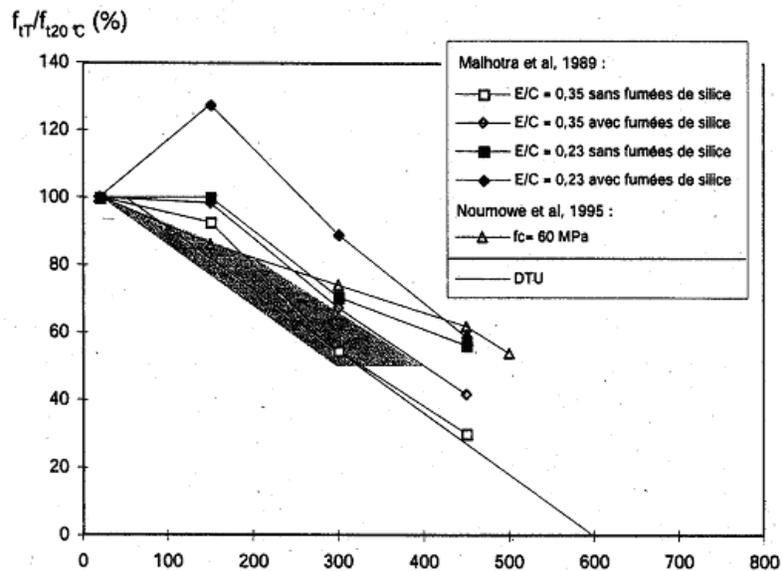


Figure I. 21: Evolution de la résistance à la traction en fonction de la température [Pimi-1999]

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.

1.4.2.2.3. Module d'élasticité.

Le module élastique en fonction de la température est déterminé à partir des courbes contrainte - déformation lors d'un essai de compression ou de traction et simplement à partir des courbes charge flèche dans le cas d'un essai de flexion. Il faut distinguer ainsi le module de Young à chaud et le module élastique résiduel. Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de la température sur le module élastique du béton à chaud et à froid ([Dias-1990], [Noum-1995], [Pimi-1999]). Les différents résultats expérimentaux donnent des valeurs assez dispersées. Cela est sans doute dû à l'hétérogénéité du matériau d'une part et les paramètres expérimentaux d'autre part (vitesse de chauffage, la nature des granulats, condition de conservation, géométrie, teneur en eau ...). Cependant, on voit clairement du module avec la température. La Figure I. 22 montre les évolutions des modules élastiques à chaud et après refroidissement.

Dans la série I, les éprouvettes sont chauffées sans chargement à 1°C/min à la température désirée puis maintenue à cette température avant d'être chargées. Dans la série II, les éprouvettes sont chauffées jusqu'à la température désirée, puis elles sont refroidies avec une vitesse de 0,5°C/min avant d'être chargées. Ces essais montrent que la rigidité du matériau baisse généralement en fonction de la température jusqu'à 120°C. Entre 200°C et 300 °C, les résultats de la Figure I. 22 montrent que le module est à peu près constant.

Dias et al [Dias-1990] explique ces variations par les phénomènes de densification de la vapeur d'eau et à la contraction du matériau lors du chauffage. En revanche ceci peut être aussi expliqué par la rupture des liaisons internes à la microstructure compensée par une dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats.

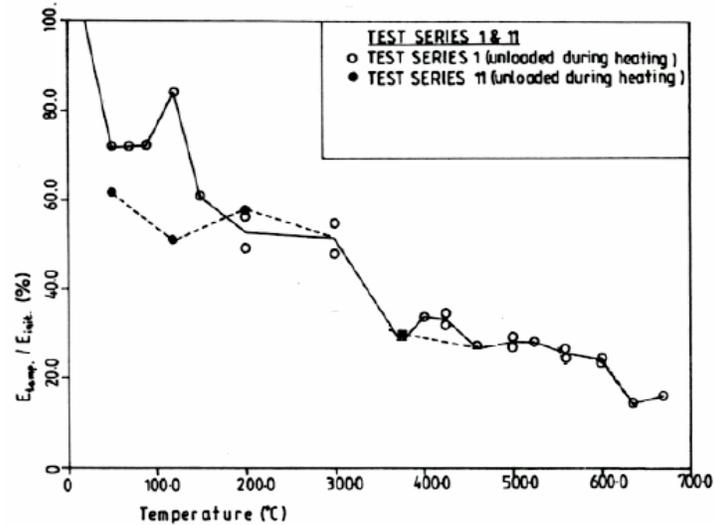


Figure I. 22: Rapport du module d'élasticité à chaud et à froid sur le module initial en fonction de la température [Dias-1990].

A titre normatif et indicatif nous présentons sur la Figure I. 23, l'évolution en fonction de la température du rapport du module élastique sur le module initial selon le DTU et l'Eurocode 4, qui diminue plus rapidement que le rapport des résistances en compression

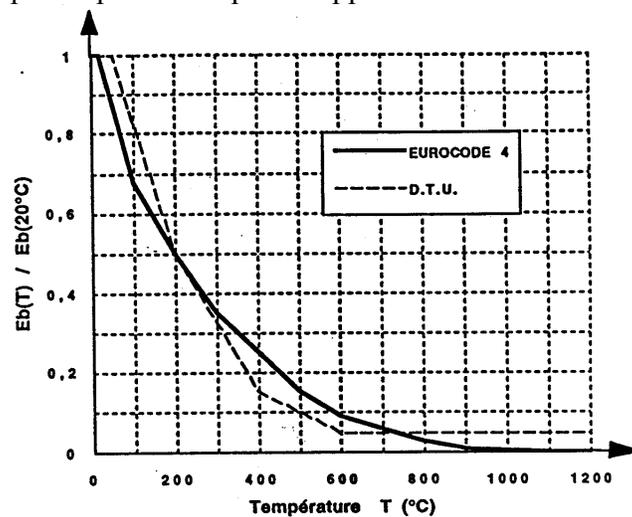


Figure I. 23: Evolution de module élastique proposée par les normes.

1.4.2.2.4. Module élastique de cisaillement et coefficient de poisson

Peu de chercheurs se sont intéressés à l'évolution en fonction de la température du module élastique en cisaillement G et du coefficient de poisson ν des bétons. Les travaux de Anderberg et al [Ande-1976] montrent que G varie d'une manière similaire au module d'élasticité E .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Eq: I. 3})$$

La Figure I. 24 montre l'évolution de ce coefficient ν déterminé par Maréchal [Maré-1972] pour le béton ordinaire et qui diminue en fonction de la température de 0,28 à température ambiante pour une valeur de 0,1 à 400°C. Cette diminution est le résultat de la rupture des liaisons internes à la microstructure et du développement de la microfissuration au cours du chauffage. D'autre part, les essais réalisés sur plusieurs cycles de chauffage et de refroidissement par Abrams et al [Abra-1992],

indiquent que ce coefficient retrouve sa valeur initiale. En dehors de ces études, ce coefficient est égal à 0,2 généralement pour le béton.

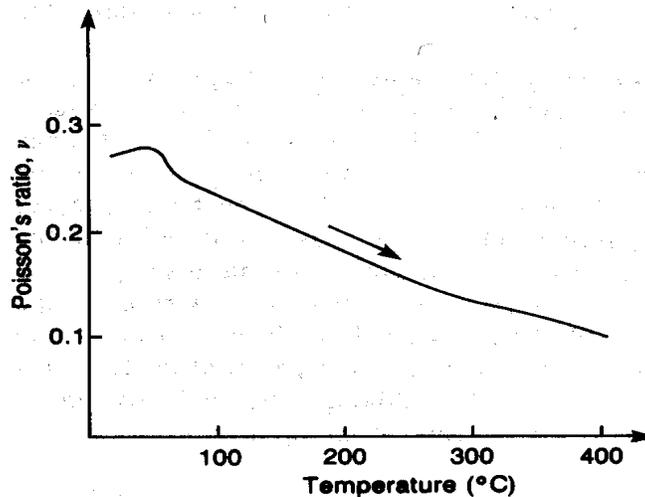


Figure I. 24: évolution du coefficient du Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire d'après Maréchal [Mar-1972]

1.4.2.2.5. Energie de fissuration.

- L'énergie de fissuration est définie comme l'énergie nécessaire pour créer une unité de fissure en mode I de rupture.

L'évolution de G_f en fonction de la température est mal connue. On dénombre peu de recherches sur le sujet. Ces travaux montrent une très forte dispersion des résultats obtenus vu la sensibilité de l'énergie de fissuration à plusieurs paramètres physiques (Figure I. 25).

L'étude bibliographique que nous avons menée sur l'évolution de cette énergie de rupture en fonction de la température nous a permis de recenser quelques éléments responsables de cette forte dispersion à savoir :

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

Quelques travaux : Bazant et Prat [Baz-1988], Stabler et Baker [Stab-1998], Heinfling [Hein-1998], Felecitti et al [Fele-1999], montrent des résultats contradictoires ; il n'y a pas de consensus sur le sens variation de G_f .

Stabler et Baker [Stab-1998], Heinfling [Hein-1998], et Felecitti [Fele-1999] ont constaté une augmentation de G_f en fonction de la température contrairement à Bazant et Prat [Baza-1988].

Nous parlerons dans le prochain chapitre de l'utilisation de G_f dans le modèle de comportement thermomécanique du béton. Nous le considérons aussi comme un terme de couplage entre la dégradation d'origine thermique et la dégradation d'origine mécanique dans le béton.

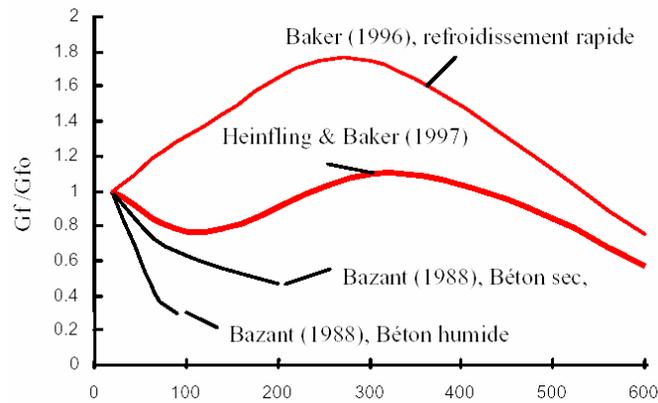


Figure I. 25: Evolution l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [Baza-1988] et [Hein-1998]

1.4.2.2.6. Facteurs d'intensité des contraintes et longueur caractéristique

Le facteur d'intensité de contrainte K_I caractérise la résistance du matériau à la propagation de la fissure et à l'endommagement. Ce paramètre peut être déduit du calcul de l'énergie de fissuration G_f .

La longueur caractéristique l_c correspond à la dimension de la zone de fissuration. Elle varie généralement entre 50 et 800 mm, mais les essais réalisés pour son évaluation montrent qu'elle est comprise entre 200 et 400 mm pour le béton. Selon Bazant et Oh [Baza-1983], les résultats d'essais montrent que sa valeur moyenne l_c peut être généralement prise égale à 3 fois le diamètre des plus gros granulats ($l_c = 3d_a$). Elle dépend des caractéristiques du matériau. Nous rappelons que cette approche perd sa signification dans le cas de la pâte de ciment ou du mortier.

Nous n'avons pas beaucoup d'informations ou de publications à l'heure actuelle sur l'évolution du facteur d'intensité de contrainte et de la longueur caractéristique pour les bétons à haute température. Les résultats obtenus par Felicetti et al [Feli-1998] montrent une augmentation de K_I et une diminution de l_c en fonction de la température.

Figure I. 26 montre l'évolution de ces deux paramètres intrinsèques du matériau, en fonction de la température pour 2 BHP différents.

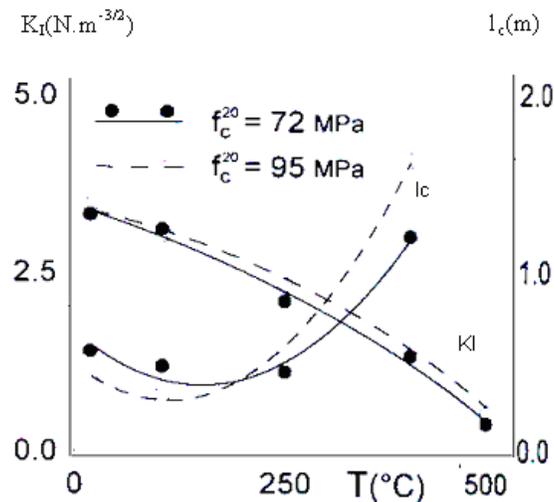


Figure I. 26: Evolution du facteur d'intensité des contraintes et de la longueur caractéristique pour les bétons à haute température [Feli-1998]

1.4.3. Evolution du comportement mécanique avec la température.

Les données expérimentales des propriétés thermomécaniques du béton à haute température que nous avons présentées, sont très influencées par des phénomènes physicochimiques supplémentaires et principalement : les réactions chimiques (changement de phase ; retrait de dessiccation par déshydratation des hydrates), l'augmentation de la microfissuration et de la porosité, l'influence de la nature de la pâte et des granulats, la diminution et l'augmentation de l'adhérence entre les différents composants du béton, la dilatation différentielle, la décohésion thermique due à l'augmentation ou à la diminution de l'adhérence.

Nous présentons ici dans un premier temps les lois de comportement du béton (traction et compression) à haute température qui tiennent en compte implicitement de ces paramètres.

1.4.3.1. Comportement du béton en compression à haute température.

Pour obtenir les évolutions des propriétés mécaniques du béton à haute température, on se réfère essentiellement aux courbes contrainte/déformation ou charge/déformation. Ces courbes sont influencées par la température en compression aussi bien qu'en traction. Castillo et Durani [Cast-1990] ont mesuré les déformations des éprouvettes en BHP au cours des essais de compression à hautes températures.

Les figures suivantes (Figure I. 27 & Figure I. 28) présentent les courbes contrainte-déformation obtenues en compression uniaxiale à différentes températures par Castillo et Durani [Cast-1990], et par Schneider [Schn-1988].

On constate que la courbe contrainte -déformation en compression uniaxiale est affectée par la température. On observe :

- une baisse de rigidité du matériau quand la température augmente,
- une augmentation de la ductilité et de la déformabilité du béton

Il faut toutefois noter que la vitesse adoptée par Castillo et Durani est relativement élevée (23°C/min comparée à une vitesse de 1°C/min recommandée par la RILEM).

Il faut noter également le changement important de la partie post-pic au delà de 300-400°C

L'analyse des essais de Schneider (1988) montre que la dissipation d'énergie dépend de la température et indique un maximum entre 300 et 600°C. La dissipation ultime varie entre 20 J/kg et 70 J/kg. Le type de granulats et la teneur en eau influencent à la fois la pente de la courbe contrainte-déformation et la ductilité du béton à haute température. La Figure I. 28 montre un changement léger de la pente jusqu'à 250°C et bien une grande ductilité du béton au-delà de 450°C (Schneider 1988). Ceci est confirmé par les courbes contrainte-déformation obtenus par Castillo et Durani (1990)(Figure I. 27).

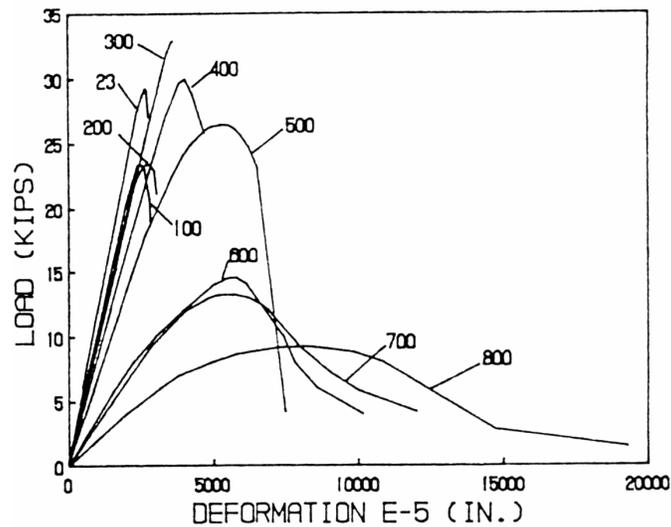


Figure I. 27: Courbe charges-déformations déterminées à différentes températures sur un BHP d'après Castillo et Durani [Cast-1990]

La variation du module d'élasticité et de la résistance en compression indique une légère diminution dans un essai avec chargement durant le chauffage que dans un essai non chargé durant le chauffage et sous les mêmes conditions (Schneider 1988). En revanche, une évaluation des résultats d'essais à 450°C montre le même comportement du béton sous chargement et sans chargement pendant le chauffage, indépendamment du type de béton testé. La Figure I. 29 montre la diminution de la déformation ultime en compression uniaxiale en fonction de la température pour différents niveaux de charge appliquée durant le chauffage. Sur cette courbe le coefficient α représente le niveau de la charge par rapport à la résistance initiale en compression uniaxiale.

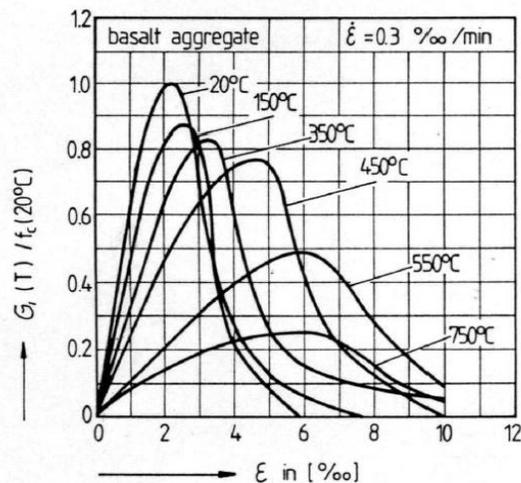


Figure I. 28: Courbes contrainte-déformation en compression uniaxiale à différentes températures pour un béton ordinaire Schneider [Sch-1988]

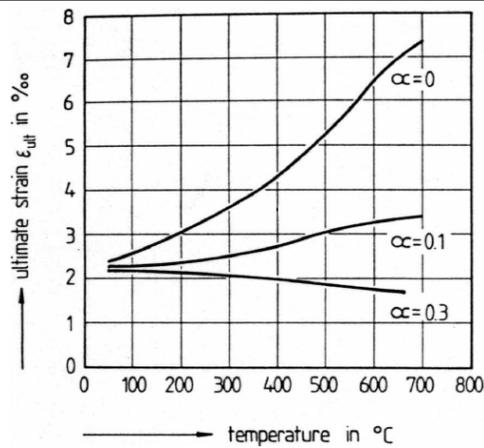


Figure I. 29: La déformation ultime en compression uniaxiale en fonction de la température pour différents niveaux de charge appliquée durant le chauffage [Sch-1988].

Ehem [Ehe-1985] et Kordina et al [Kor-1985] ont réalisé des essais en compression sur le béton à haute température sous chargement biaxiale pour mettre en évidence l'effet couplé de la température et de confinement sur les courbes contrainte-déformation (Figure I. 30). L'analyse de ces essais montre que la résistance biaxiale du béton diminue moins rapidement que la résistance en compression uniaxiale. Ces résultats ont fait l'objet de modélisation numérique par les travaux de Heinfling [Hein-1998] et Nechnech [Nech-2000] en se basant sur un concept de déformation d'interaction thermomécanique adapté pour étudier l'influence des états de contraintes multiaxiaux pendant le chauffage.

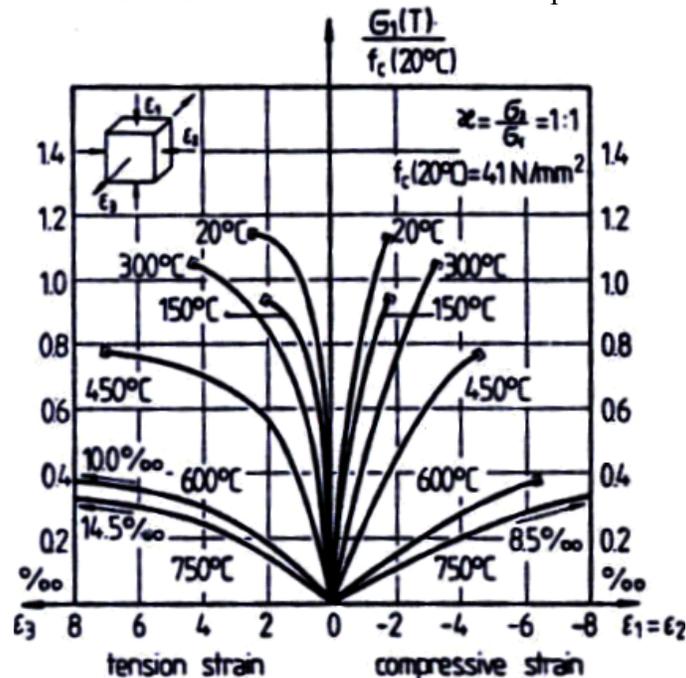


Figure I. 30: Courbe contrainte-déformation en compression biaxiale à différentes températures D'après Ehem et Schneider [Ehe-1985].

1.4.3.2. Comportement du béton en traction à haute température.

Le béton résiste mieux à la compression qu'à la traction, son comportement en traction est très influencé par la température. La réalisation d'un essai en traction peut se faire selon plusieurs méthodes: flexion 3 ou 4 points, directe (uniaxiale), fendage.

Les essais par fendage sont les plus utilisées en pratique dans ce genre d'étude mais les résultats obtenus sont peu précis et surestiment les valeurs réelles. Les essais de traction sont très difficiles à mettre en oeuvre mais donnent des résultats fiables. Ces essais permettent l'évaluation de l'énergie de fissuration G_f à haute température qui est l'un des paramètres fondamentaux (avec le module élastique et la résistance en traction) requis pour la plupart des modèles de mécanique d'endommagement ou de mécanique de la rupture du béton.

L'essai de flexion 3 points est simple à mettre en oeuvre et plus stable du point de vue mécanique. Peu de résultats sont aujourd'hui disponibles à haute température

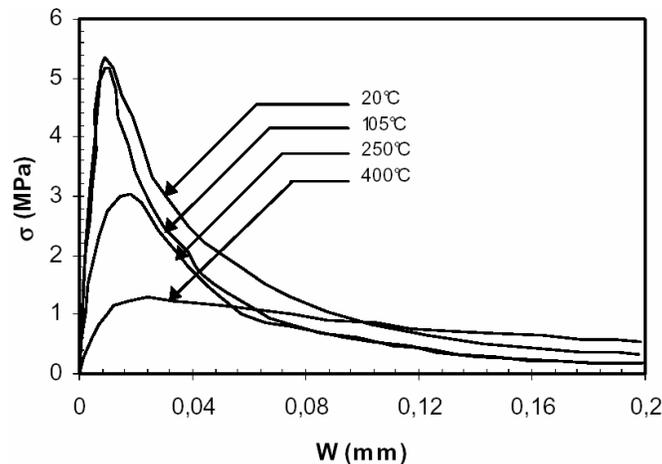


Figure I. 31: Comportement du béton en traction (contrainte-ouverture de fissure) à différentes températures [Feli-1998].

Les essais de flexion 3 points sur des éprouvettes chauffées à $0,2^\circ\text{C}/\text{min}$ sur des BHP ont été réalisés par Felicetti et al [Feli-1998]. Ils montrent que les courbes contrainte-déformation sont plus influencées par la température que pour un essai de compression (Figure I. 31). Les résultats d'essais dépendent également de la vitesse du chauffage, la nature des granulats et la pâte de ciment, l'entaille, le rapport Eau/Ciment...

Il est à noter que ces courbes contrainte déformation montrent bien l'augmentation de l'aire sous la courbe au-delà de 250°C et la chute de la résistance en traction est fonction de la température.

1.4.3.3. Déformation thermique du béton.

Le processus de déformation dans le béton à haute température est un phénomène très compliqué. En général la dilatation est une fonction linéaire de la température

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,
- aux fissurations,
- à la détérioration physique des divers constituants.

En effet, en raison de l'hétérogénéité du béton et de la différence de caractéristiques entre les granulats (rigidité, résistance, coefficient de dilatation) et la pâte de ciment, le béton subit des déformations et

des contraintes mécaniques importantes pouvant dépasser localement la limite d'élasticité. Dans ce chapitre nous discuterons séparément, la déformation thermique de la pâte de ciment et des granulats pour voir l'influence de chaque phase sur le processus de déformation thermique du béton à haute température

1.4.3.3.1. Dilatation thermique de la pâte de ciment.

Les travaux expérimentaux de Pilleo [Phil-1958], Harda et al [Hard-1972], Cruz et al [Cruz-1980] et Crowley [Crow-1956] sur cette phase montrent que la pâte de ciment durcie se dilate seulement jusqu'à environ 150°C (l'expansion maximum de l'ordre de 0,2%). Ensuite, elle subit un retrait important au delà de 300°C et jusqu'à 800°C (Figure I. 33). Aucune dilatation n'est observée entre 150°C et 300°C. Dettling [Delt-1964] attribue la dilatation initiale de la pâte de ciment aux mouvements cinétique moléculaire qui s'ajoutent à la pression développée par une diminution de la tension superficielle de l'eau lorsque la température augmente. Par conséquent, le coefficient de dilatation est très influencé par l'humidité relative initiale de la pâte de ciment. La Figure I. 32 montre les déformations thermiques de la pâte de ciment ordinaire (OPC), avec fumée de silice (Si), avec cendre volant (Lt), sans ajout pouzzolanique (Tr) en fonction de la température. Sur ces courbes, nous remarquons que la pâte de ciment à haute performance se dilate plus qu'une pâte de ciment ordinaire jusqu'à 150°C. Au delà de 200°C, la pâte HP se rétracte moins qu'une pâte de ciment ordinaire. Ceci s'explique par une faible porosité due aux ajouts minéraux (fumée de silice, cendre volante, ...). Selon plusieurs auteurs (Crowley [Crow-1956], Harda et al [Hara-1972], Cruz et al [Cruz-1980]), la vitesse du chauffage et le temps d'exposition à une température constante influencent énormément les résultats expérimentaux.

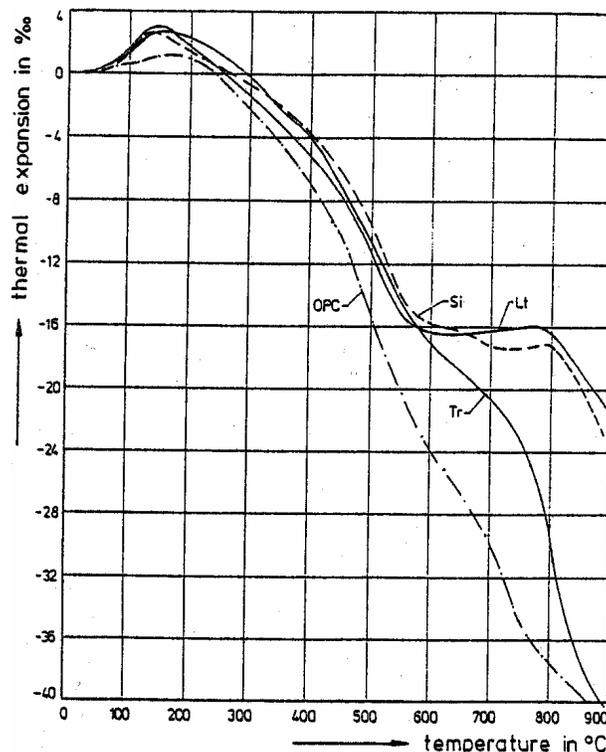


Figure I. 32 : Evolution de la déformation thermique de différentes pâte de ciment (OPC, Si, Tr et HP) avec la température

1.4.3.3.2. Dilatation thermique des granulats.

Les granulats sont les principaux constituants volumétriques du béton. Ils occupent entre 63 et 75% du volume total. Leur dilatation thermique jusqu' à 600 °C est le paramètre dominant de la déformation totale d'après Diederichs et al [Died-1989]. La dilatation thermique des granulats dépend de la nature de la roche et de la quantité de silice qu'il contient [Grif-1936]. En moyenne le coefficient de dilatation thermique des roches calcaires varie entre $5,5 \times 10^{-6}$ et $11,8 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, et pour les roches à teneur important de silice tels que le quartz et le grès, le coefficient de dilatation thermique varie entre 9×10^{-6} et $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour des températures comprises entre 20 et 100°C.

Les roches volcaniques comme le basalte et le granite contenant de la silice ont un coefficient moyen de dilatation thermique de $7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.entre 20 et 100°C Le *Tableau I. 3* montre l'effet de la température sur le coefficient de dilatation thermique de quelque type de granulats cité précédemment.

Plages de température (°C)	Coefficient de dilatation thermique ($\times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)		
	Calcaire	Granite	Anorthosite
20-100	3	4	4
100-300	9	13,5	8,5
300-500	17	26	10
500-700	33	47,5	12,5

Tableau I. 3: Coefficient de dilatation thermique de quelques types de granulats [Sol-1984]

Notons aussi que les coefficients de dilatation thermique dépendent de la teneur en eau dans la roche, si les minéraux sont cristallins et amorphes.

Frasen [Fras-1987] propose les formes suivantes :

- Pour les granulats de roches calcaires :

$$\varepsilon^{th} = 1,4 \times 10^{-11} T^3 + 6 \times 10^{-6} T - 1,2 \times 10^{-4} \quad \text{avec } \varepsilon^{th} < 12 \times 10^{-3} \quad (\text{Eq: I. 4})$$

- Pour les granulats de roches quartziques et grès :

$$\varepsilon^{th} = 2,3 \times 10^{-11} T^3 + 9 \times 10^{-6} T - 1,2 \times 10^{-4} \quad \text{avec } \varepsilon^{th} < 12 \times 10^{-3} \quad (\text{Eq: I. 5})$$

Les essais montrent que les déformations résiduelles des granulats calcaires sont deux fois plus grandes que celles des granulats silico-calcaires donc ces derniers se dilatent plus que le calcaire qui à son tour se dilate plus que le basalte [Died-1989].

1.4.3.3.3. Dilatation thermique des bétons.

La dilatation thermique du béton est liée principalement à celle des granulats. La pâte de ciment s'oppose à cette dilatation. Elle dépend fortement de la nature des granulats, de leurs teneurs en eau initiale et de leur stabilité thermique et chimique. La Figure I. 33 montre la déformation thermique libre de différents types de béton de granulats légers, calcaires, basaltiques et quartzitiques. Cette déformation est caractérisée par une expansion volumique non linéaire en fonction de la température, même à des températures relativement modérées (inférieures à 300°C). Au delà de 600°C, la plupart des bétons présentent une faible dilatation et parfois un léger retrait, dus aux décompositions chimiques de leurs différents composants.

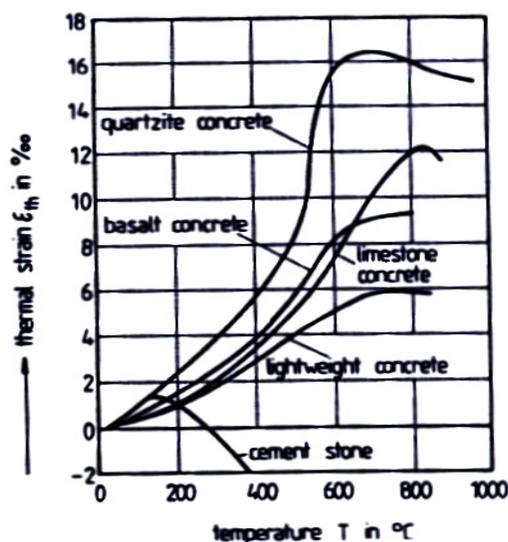


Figure I. 33: Dilatation thermique de bétons de différents granulats [Schn-1988]

Concernant les bétons ordinaires et les BHP, les travaux de Diederichs et al 1992 indiquent que le coefficient de dilatation thermique d'un BHP est d'environ $0,8 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour des températures inférieures à 400°C . Celui ci est inférieur au coefficient de dilatation de béton ordinaire qui vaut $1,1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Ceci est dû au fait que le coefficient de dilatation est plus faible dans les granulats de nature calcaire que ceux de nature siliceuse utilisés pour le béton ordinaire.

Pour des températures supérieures à 570°C , le coefficient de dilatation thermique augmente d'une manière brutale. Ceci est dû à la transformation du quartz- α en quartz- β . Ceci se traduit par un pic sur les courbes de ATD.

Des mesures de la dilatation thermique d'éprouvettes de béton au cours du chauffage ont été effectuées par Noumowe [Noum-1995]. Les résultats de ces mesures sont portés sur le Tableau I. 4

Température ($^\circ\text{C}$)	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

Tableau I. 4: coefficient de dilatation thermique obtenu expérimentalement

Comme les deux bétons contiennent la même nature de granulats calcaire, leurs coefficients de dilatation ont aussi le même ordre de grandeur.

1.4.3.3.4. Déformation thermique sous chargement à haute température

Les essais montrent que la déformation thermique est fortement influencée par la présence de la charge pendant le chauffage. La Figure I. 34 montre la déformation totale de spécimens en béton chargés en compression à différents niveaux puis chauffés sous chargement constant. Plusieurs auteurs expliquent ce phénomène par les effets contraires entre les différentes phases constituant le béton. Selon Houry et

al [Khou-1985], ce phénomène s'explique par « les déformations thermiques transitoires » qui caractérisent le comportement du béton lorsqu'il est soumis en même temps à un chargement mécanique et chargement thermique.

Les phénomènes mis en oeuvre dans les essais sont liés plus à un comportement de matériau qu'un comportement de structure homogène. Ce phénomène est tout à fait naturel car il s'agit d'un écrouissage sous charge d'un matériau hétérogène.

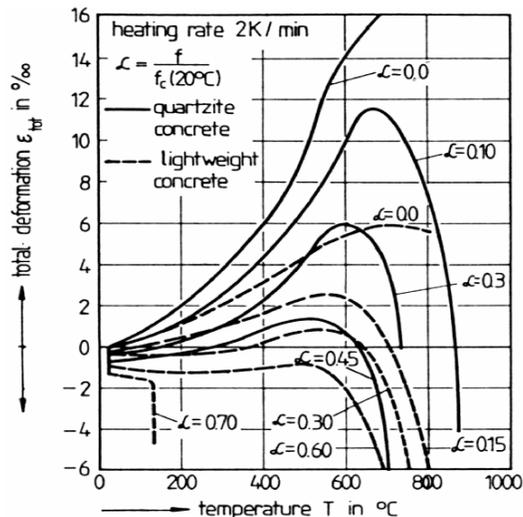


Figure I. 34: Déformation totale de différents bétons sous chargement constant [Schn- 1988]

La Figure I. 35 représente l'évolution de la déformation totale en fonction de la température obtenue sur des spécimens chargés et chauffés jusqu'à 800°C avec une vitesse de chauffage de 2°C/minute [Jump-1992]. La charge appliquée est comprise entre 0% et 60% de la charge à la rupture déterminée à la température ambiante.

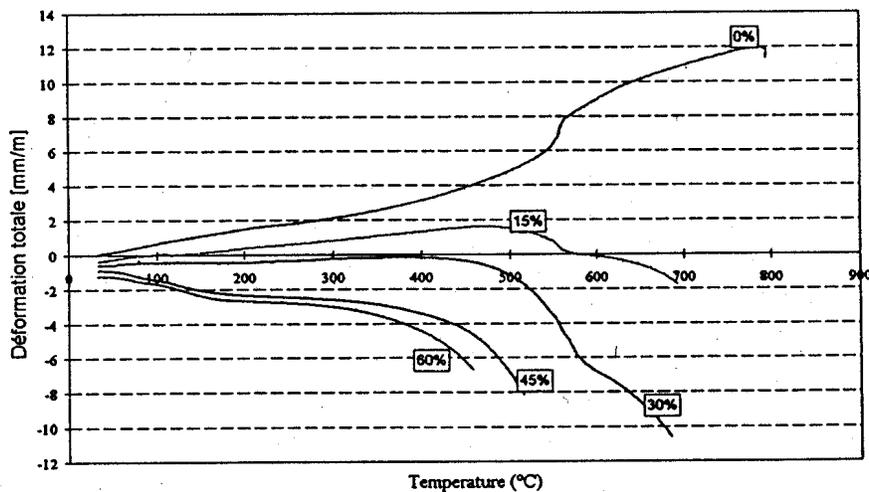


Figure I. 35: Courbes de déformation du spécimen en béton en fonction du chargement Jumpanen et Diederichs [Jump-1992].

1.5. Modèles d'endommagement des bétons à haute température

L'objet de la mécanique de l'endommagement est de traduire, par un modèle pris continu, l'influence de la dégradation par naissance, croissance et coalescence de micro fissures et de micro vides au sein de la matière. Il correspond à une modélisation qui se base sur l'introduction de variables internes appelées variables d'endommagement.

Par ailleurs, l'endommagement représente une perte de raideur élastique du matériau. Il peut être défini comme étant le rapport de l'aire qui résiste effectivement sur celle du matériau vierge [Lema-1988]

Pour décrire ce phénomène, il existe deux échelles d'observation :

Une approche macroscopique où le béton est considéré comme un matériau homogène continu, et une approche liée à la description fine des hétérogénéités du milieu, la réponse macroscopique s'obtient alors au moyen d'une technique d'homogénéisation.

1.5.1. Modèles homogènes d'endommagement du béton.

1.5.1.1. Température ambiante

Dans cette partie nous analysons deux modèles d'endommagement à température ambiante : celui de Mazars [Maza-1998] et le modèle d'endommagement déviatorique MODEV développé par Mounajed et al [Moun-2001] [Ung-2003].

1.5.1.1.1. Modèle d'endommagement de Mazars.

Les essais sur les bétons montrent que le développement de la microfissuration du béton se traduit par une baisse de rigidité du matériau, c'est l'endommagement du matériau.

Le modèle d'endommagement que nous allons décrire est celui développé par Mazars [Maza-1989]. Il considère que les microfissures sont provoquées par les extensions suivant les directions principales du tenseur des déformations.

Pour décrire le comportement du béton, Mazars a développé un modèle couplé en élasticité-endommagement en ignorant toute manifestation de plasticité et de viscosité, il a postulé que l'endommagement est responsable uniquement des modifications du comportement élastique du matériau c'est à dire que l'endommagement n'est pas responsable de l'apparition des déformations permanentes. Son approche consiste donc à attribuer l'ensemble des phénomènes à une baisse de rigidité matériau.

Ce choix a été justifié par le fait que le modèle était destiné à traiter uniquement les chargements monotones.

Afin de simplifier l'identification et les calculs de structure, et pour réduire le nombre de variables, l'auteur a fait le choix d'une seule variable d'endommagement isotrope, ce choix ne compromet pas la prise en compte de la dissymétrie entre les comportements de traction et de compression.

La déformation équivalente $\tilde{\epsilon}$ est introduite pour traduire l'état local d'extension d'un matériau. L'endommagement apparaît donc lorsque la déformation équivalente atteint un certain seuil

K. Pour un état d'endommagement donné D, le seuil d'évolution est exprimé par :

$$f(\varepsilon, K) = \tilde{\varepsilon} - K(D) = 0 \quad (\text{Eq: I. 6})$$

K est une fonction qui représente le seuil d'endommagement:

$$K = K(D) \quad (\text{Eq: I. 7})$$

La forme proposée par Mazars pour $\tilde{\varepsilon}$ est la suivante :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{(\langle \varepsilon_1 \rangle_+)^2 + (\langle \varepsilon_2 \rangle_+)^2 + (\langle \varepsilon_3 \rangle_+)^2} \quad (\text{Eq: I. 8})$$

Où : $\varepsilon_1, \varepsilon_2$, et ε_3 sont les trois déformation principales

$\langle \varepsilon_i \rangle_+$ Est la partie positive de la déformation

Dans l'équation précédente $\tilde{\varepsilon}$ est une déformation équivalente définie comme suit

Soit :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum (\langle \varepsilon_i \rangle_+)^2} \quad (\text{Eq: I. 9})$$

A partir des courbes expérimentales (contrainte-déformation) de traction réalisées, Mazars a proposé un modèle mathématique pour décrire ce comportement.

Dans le cas d'une traction - compression les deux sollicitations contribuent à l'évolution de l'endommagement.

L'endommagement est défini par une valeur intermédiaire entre deux types d'endommagement (traction D_T et compression D_C)

$$D = \alpha_T D_T + (1 - \alpha_T) D_C \quad (\text{Eq: I. 10})$$

$$\alpha_T = \sum_i \frac{H_i \varepsilon_{Ti} (\varepsilon_{Ti} + \varepsilon_{Ci})}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad \begin{cases} H_i = 0 & \text{si } \varepsilon_i < 0 \\ H_i = 1 & \text{si } \varepsilon_i > 0 \end{cases} \quad (\text{Eq: I. 11})$$

L'expression de D_T et D_C s'écrit :

$$D = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A)}{\tilde{\varepsilon}_M} - \frac{A}{\exp[B(\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{D0})]} \quad (\text{Eq: I. 12})$$

Les coefficients A (A_C et A_T) et B (B_C et B_T) sont déterminés à partir des essais (respectivement traction et flexion).

ε_M : La déformation maximale.

ε_{D0} : Le seuil d'endommagement.

A_T et B_T sont des paramètres caractéristiques du matériau qui expriment l'évolution de la contrainte sous d'une sollicitation monotone à ε_M croissant. Dans ces conditions:

$$\sigma = \varepsilon_M E_0 \cdot (1 - D(\varepsilon_M)) \quad (\text{Eq: I. 13})$$

L'originalité de ce modèle est d'utiliser un critère en déformation en introduisant la notion de déformation équivalente. **Dans sa version de base**, le modèle ne tient pas compte des déformations résiduelles. Cependant, il permet de traiter des problèmes simples avec chargement monotone.

1.5.1.1.2. *Modèle d'endommagement déviatorique (MODEV)*

Le modèle d'endommagement isotrope MODEV développé au pôle MOCAD [Moun-2001], [Ung-2003] présente 2 modes d'endommagement : un endommagement par déformation déviatorique et un endommagement par extension sphérique.

Le tenseur de déformation totale est décomposé en une partie sphérique et une autre partie déviatorique responsables respectivement de l'endommagement « sphérique » et « déviatorique ».

$$\varepsilon = \varepsilon^s + \varepsilon^d \quad (\text{Eq: I. 14})$$

Le modèle est basé sur la mécanique de l'endommagement et la thermodynamique des processus irréversibles [Germ-1988] et [Lema-1988]. Le modèle est formulé dans le cadre d'une transformation isotherme, un couplage endommagement élasticité entre les deux modes de fissure a été considéré.

Un critère non symétrique en déformation a été utilisé. Par analogie avec la déformation équivalente au sens de Mazars [Maza-1984], traduisant l'état local d'extension d'un matériau, deux nouvelles déformations équivalentes ont été introduites, traduisant respectivement le glissement local dans les microfissures et l'état d'extension hydrostatique. Elles sont respectivement calculées à partir des tenseurs de déformations déviatoriques et sphériques. On a ainsi deux valeurs d'endommagement, correspondant respectivement à chacun des deux mécanismes de dégradation. Chaque endommagement, ayant sa propre loi, évolue lorsque sa déformation équivalente atteint un certain seuil K. Pour chaque état d'endommagement donné D, le seuil d'évolution est exprimé par une loi d'évolution de type :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^d + \boldsymbol{\varepsilon}^s = \boldsymbol{\varepsilon}^d + \varepsilon^H \mathbf{I} \quad (\text{Eq: I. 15})$$

$$f(\boldsymbol{\varepsilon}^s, K_s) = \tilde{\varepsilon}^s - K_s(D_s) = 0 \quad (\text{Eq: I. 16})$$

$$f(\boldsymbol{\varepsilon}^d, K_d) = \tilde{\varepsilon}^d - K_d(D_d) = 0 \quad (\text{Eq: I. 17})$$

$K_s(D)$ et $K_d(D)$ sont les fonctions seuil des endommagements sphérique et déviatorique. La déformation sphérique équivalente $\tilde{\varepsilon}^s$ et la déformation déviatorique équivalente $\tilde{\varepsilon}^d$ traduisant l'état local de glissement du matériau sont définies de la manière suivante :

$$\tilde{\varepsilon}^d = \sqrt{\left(\varepsilon_1^d\right)^2 + \left(\varepsilon_2^d\right)^2 + \left(\varepsilon_3^d\right)^2} + \alpha \varepsilon^H \quad (\text{Eq: I. 18})$$

$$\tilde{\varepsilon}^s = \varepsilon^H \sqrt{3} \quad (\text{Eq: I. 19})$$

Où ε_i^d sont les déformations principales du tenseur de déformations déviatoriques,

α est un coefficient de couplage compression déviatorique, qui tient compte de l'influence de la consolidation du matériau par compression.

ε^H : est la déformation hydrostatique

Le seuil initial d'endommagement pour chaque type est identifié par des essais élémentaires disponibles en traction uniaxiale et en cisaillement pur.

$$\tilde{\varepsilon}_0^s = K_{0s}(D_s = 0) = \frac{f_t}{E\sqrt{3}}(1-2\nu) \quad (\text{Eq: I. 20})$$

$$\tilde{\varepsilon}_0^d = K_{0d}(D_d = 0) = \frac{\sqrt{2}f_{cis}}{2G} = \frac{\sqrt{2}f_t}{E}(1 + \nu) \quad (\text{Eq: I. 21})$$

Où E , f_t , G , ν : sont respectivement le module d'Young, la résistance en traction, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson.

L'endommagement global est déduit par combinaison des endommagements correspondant à chaque mécanisme :

$$(1 - d) = (1 - D_s)(1 - D_d) \quad (\text{Eq: I. 22})$$

La pente de la partie adoucissante de la loi de comportement est liée à l'énergie de fissuration G_f afin d'assurer une objectivité vis-à-vis à la taille des éléments [Hill-1976] ; [Rots-1988].

1.5.1.2. A haute température

Dans cette partie nous présentons deux modèles d'endommagement qui traitent le comportement thermomécanique à haute température selon les deux approches suivantes :

- ✓ Thermo-élastique endommageable de Stabler et Baker [Stab-1998].
- ✓ Thermo-plastique endommageable développée à l'INSA de Lyon [Hein-1998] et [Nech-2000]

1.5.1.2.1. Modèle de Stabler et Baker (1998).

Dans ce modèle élastique thermo-endommageable on distingue deux composantes pour l'endommagement : une mécanique notée d et une thermique noté g qui est due essentiellement à la perte de rigidité du matériau à cause de la température.

a- Endommagement mécanique :

L'évolution de l'endommagement d peut être décrit de manière locale par la fonction de charge f_d :

$$f_d = \tilde{\varepsilon} - K(d, T) \quad (\text{Eq: I. 23})$$

$$d = d(\tilde{\varepsilon}, T) \text{ si } f_d = 0 \text{ et } \dot{f}_d = 0 \quad (\text{Eq: I. 24})$$

$\tilde{\varepsilon}$: est la variable duale de d , $K(d, T)$ représente le seuil.

Stabler & Baker ont adopté le modèle d'endommagement mécanique de Mazars [Maz-1989] avec son approche non locale [Pija-1989], cette écriture dépend maintenant de la nouvelle formule de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$, obtenue de la manière suivante :

$$\tilde{\varepsilon} = \int_v \Psi(s - x) \tilde{\varepsilon}(s) ds \quad (\text{Eq: I. 25})$$

Où $\tilde{\varepsilon}$ représente la valeur non locale de $\tilde{\varepsilon}$ au point d'abscisse x , s est l'abscisse d'un point courant dans le volume v de la structure, l_c est une longueur caractéristique et Ψ est une fonction poids qui peut être prise gaussienne par la fonction suivante :

$$\Psi(s - x) = \exp\left(-\frac{(s - x)^2}{2l_c^2}\right) * \frac{1}{\int_v \exp\left(-\frac{(s - x)^2}{2l_c^2}\right) ds} \quad (\text{Eq: I. 26})$$

La fonction de charge non locale devient naturellement

$$f_d = \bar{\varepsilon} - K(d, T) \quad (\text{Eq: I. 27})$$

La nouvelle fonction endommagement adoptée par Stabler & Baker prend la forme exponentielle de Mazars modifiée par une fonction $F(T)$, qui contrôle la dégradation au pic en fonction de la température, et qui dépend de l'endommagement thermique qui sera explicité plus tard. L'endommagement mécanique s'écrit donc sous la forme suivante :

$$d_i = 1 - \left[\frac{(1 - A_i)K_0(T)}{\bar{\varepsilon}} + \frac{A_i}{\exp[B_i F(T)(\bar{\varepsilon} - K_0(T))]} \right] \quad \text{avec } i = c \text{ ou } t. \quad (\text{Eq: I. 28})$$

La température est introduite via la fonction $F(T)$, et le seuil de déformation $K_0(T)$.

b- Endommagement thermique :

Le paramètre g représente l'endommagement thermique dû aux dilatations différentes des constituants du béton et à la dégradation de la pâte de ciment, il évolue en fonction de la température.

La surface de charge qui contrôle l'endommagement thermique est donnée par une fonction homogène à celle de l'endommagement mécanique sous la forme suivante :

$$f_g = T - \bar{K}(g, T) \quad (\text{Eq: I. 29})$$

$\bar{K}(g, T)$: représente le seuil d'endommagement. Le seuil d'endommagement initial correspond à la température initiale du système. Il augmente en augmentant la température.

Les conditions qui contrôlent l'évolution de g s'écrivent sous la forme suivante :

$$g = g(T) \text{ si } \dot{f}_g = 0 \text{ et } \dot{f}_d = 0. \text{ Si non } \dot{g} = 0$$

Stabler et Baker utilisent la fonction d'endommagement thermique scalaire suivante :

$$g = 1 - (Z_1 - Z_2 T)F(T). \quad (\text{Eq: I. 30})$$

La fonction $F(T)$ est définie précédemment dans l'expression de d_i , s'écrit sous la forme suivante :

$$F(T) = \frac{Z_3}{T + Z_4} \quad (\text{Eq: I. 31})$$

Z_1, Z_2, Z_3 et Z_4 sont les quatre paramètres du modèle d'endommagement thermique, ces paramètres sont déterminés en considérant quelques données expérimentales et en particulier les essais de compression uniaxiale sur le béton.

Le tableau ci dessous regroupe les 8 paramètres caractéristiques du modèle d'endommagement thermomécanique à haute température pour le béton:

A_c	B_c	A_t	B_t	Z_1	$Z_2 (^{\circ}\text{C}^{-1})$	$Z_3 (^{\circ}\text{C})$	$Z_4 (^{\circ}\text{C})$
1,4	1850	0,95	5300	1,296	992.10^{-6}	312,5	14,5

Tableau I. 5 : Paramètres caractéristiques du modèle d'endommagement thermomécanique à haute température [Bak-1998]

Une analyse de cette approche a montré que l'endommagement thermique n'est activé qu'à partir d'une température $\approx 300^{\circ}\text{C}$ or l'essai indique toujours que la dégradation dans le béton peut avoir lieu très tôt. Le modèle a montré sa capacité à simuler quelques problèmes thermomécaniques à haute

température en traction et en compression mais reste encore limité à une approche homogène et globale qui ne tient pas compte de la fermeture des fissures et des déformations anélastiques.

1.5.1.2.2. *Modèle de l'INSA de Lyon (1998)*

La première approche a été développée par Heinfling [Hein-1998], avec un modèle formulé dans le cadre de la théorie de la thermo-plasticité. Il s'est intéressé au cas de béton sous sollicitations biaxiales en tenant compte des déformations dites « d'interaction thermomécanique » et de l'accroissement de la sensibilité du béton au confinement à haute température. Une étude complémentaire de ce modèle a été réalisée par Nechnech [Nech-2000], par une approche thermoélasto-plastique endommageable à haute température. La particularité de cette contribution réside dans la prise en compte de l'endommagement mécanique et la fermeture de fissures lors d'un chargement cyclique à haute température.

✓ Les équations de base :

Le modèle thermoplastique couplé à l'endommagement est formulé dans le cadre thermodynamique des processus irréversibles en postulant l'existence d'un potentiel thermodynamique élasto-plastique selon la forme suivante :

$$\psi = \psi_e(\boldsymbol{\varepsilon}^e, \theta, D, \Lambda) + \psi_p(\kappa, \theta, D, \Lambda) \quad (\text{Eq: I. 32})$$

ψ : Énergie libre de Helmholtz ; ψ_p : potentiel thermoplastique endommageable.

ψ_e : Potentiel thermoélastique endommageable ;

$\boldsymbol{\varepsilon}^e$: Tenseur de déformation élastique ;

κ : Paramètre d'écrouissage ;

θ : Température relative

D : Variable d'endommagement mécanique ;

Λ : Variable d'endommagement thermique.

La déformation totale $\boldsymbol{\varepsilon}$ est décomposée en partie élastique réversible $\boldsymbol{\varepsilon}^e$, plastique irréversible $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ et une déformation supplémentaire d'interaction thermomécanique $\boldsymbol{\varepsilon}^m$. Cette nouvelle déformation traduit l'influence du chargement mécanique sur le processus de déformation thermique telle qu'elle est développée par Anderberg [Ande-1973] :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p + \boldsymbol{\varepsilon}^m \quad (\text{Eq: I. 33})$$

L'effet de dégradation thermique sur le béton a été traduit par une baisse supplémentaire de la surface résistante endommagée mécaniquement. La variable d'endommagement totale notée d est prise comme la combinaison deux endommagements mécanique D et thermique Λ par la formule suivante :

$$1 - d = (1 - D)(1 - \Lambda) \quad (\text{Eq: I. 34})$$

où D : est une variable d'endommagement mécanique qui dépend du paramètres d'écrouissage κ

Dans ce modèle, la variable D s'écrit sous une forme exponentielle telle quelle est prise par plusieurs auteurs [Maza-1984], et [Lee-1998] comme suit:

$$D_i = 1 - \exp(-c_i \kappa_i) \quad (\text{Eq: I. 35})$$

Où : c_i est un paramètre du matériau ($i = t$ pour la traction et $i = c$ pour la compression)

La variable d'endommagement thermique Λ ne dépend que de la température. Elle est définie par une relation liant la variation du module élastique à la température $E(T)$ selon la formule suivante :

$$\Lambda = 1 - \frac{E(T)}{E_0} \quad (\text{Eq: I. 36})$$

E_0 est le module élastique initial.

Ce modèle tient compte de plusieurs aspects intéressants (la fermeture de fissure et le chargement cyclique) mais il reste homogène, et la déformation d'interaction thermomécanique adoptée dans le modèle ne peut pas expliquer certains phénomènes au niveau mésoscopique ou à l'échelle locale.

1.5.2. Modèles mésoscopiques de l'endommagement pour le béton.

Les approches mésoscopiques pour le béton traitent les dégradations engendrées à une échelle inférieure ou égale au volume élémentaire représentatif (VER). La nature composite et hétérogène nécessite une séparation en plusieurs phases (mortier, ciment, granulats, sables, ciment, pores...) afin de faciliter l'étude des lois comportement de chaque phase.

Les études menées sur l'explication des phénomènes d'éclatement du béton ont conduit au développement de ces approches afin d'analyser finement les contraintes thermiques, hydrique et mécaniques internes qui se développent au sein du matériau.

Pour modéliser le comportement du béton à haute température à l'échelle mésoscopique, nous présentons deux modèles numériques « Béton Numérique » [Moun-2001] et celui de Delft TNO [Breu-2001] que nous avons trouvés dans la littérature.

Ces modèles sont basés sur un passage micro-macro pour la modélisation des structures soumises aux sollicitations thermiques et mécaniques sévères.

1.5.2.1. *Modèle Béton numérique Mounajed (2001)*

Dans ce modèle, l'approche locale se base sur le modèle aléatoire 'Béton Numérique' [Moun-2001]. Le caractère aléatoire du modèle est dû principalement à l'hétérogénéité du béton induite par une distribution aléatoire des granulats de différentes tailles dans la pâte de ciment. Ces derniers possèdent des caractéristiques différentes de la matrice cimentaire.

1.5.2.1.1. *Approche multiphasique*

L'approche proposée permet de considérer le matériau Béton Numérique comme étant un matériau multi-phasique avec des successions de n phases de matériaux distribués spatialement d'une manière aléatoire. Ainsi nous pouvons adopter dans un premier temps les phases suivantes pour représenter un béton :

$$\text{BétonNumérique} = \sum_i^{nb \text{ phases}} \text{Phase}_i \times \text{Volume}_i \quad (\text{Eq: I. 37})$$

1ère phase : squelette solide de la matrice ciment M1

2ème phase : une distribution aléatoire des pores avec la possibilité de décomposer cette phase en plusieurs sous-phases pour représenter des volumes et des natures différentes de pores M2, M3, ... Mx

3ème phase : Une distribution spatiale aléatoire des granulats avec la possibilité de décomposer cette phase en plusieurs sous-phases pour tenir compte des différents tailles et différentes natures de granulats Mx, Mx+1, ..., M nb_Phases

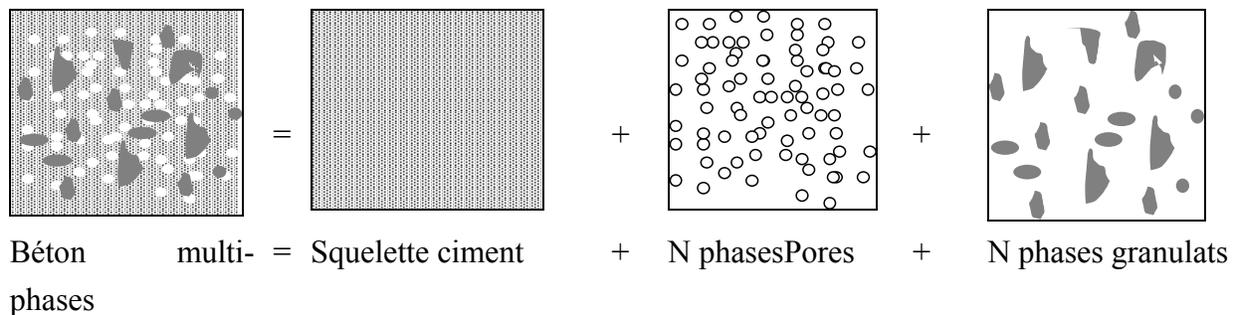


Figure I. 36: Approche multiphasique du béton numérique

1.5.2.1.2. *Les phases considérées :*

Dans certains cas d'approche structurale, et pour des raisons pragmatiques liées à la taille du VER, la phase des pores peut être négligée. Ceci ne doit pas être considéré comme une limitation du modèle, des travaux de recherche sur la base du modèle BN sont actuellement en cours dont les simulations sont menées à l'échelle de nano mètre. Dans le cas du béton la taille élémentaire d'un pore étant très petite (de l'ordre de 1/1000 du millimètre) par rapport à un échantillon représentatif du béton qui est de l'ordre de 10 cm ce qui impose un maillage extrêmement dense. Dans notre cas nous avons utilisé le modèle BN en considérant le béton comme un matériau à deux phases homogènes ; une phase mortier-ciment regroupant la squelette solide et les pores d'une part et une phase granulats décomposée en n

sous-phases pour représenter les différents types de granulats. Le schéma suivant représente la décomposition proposée :

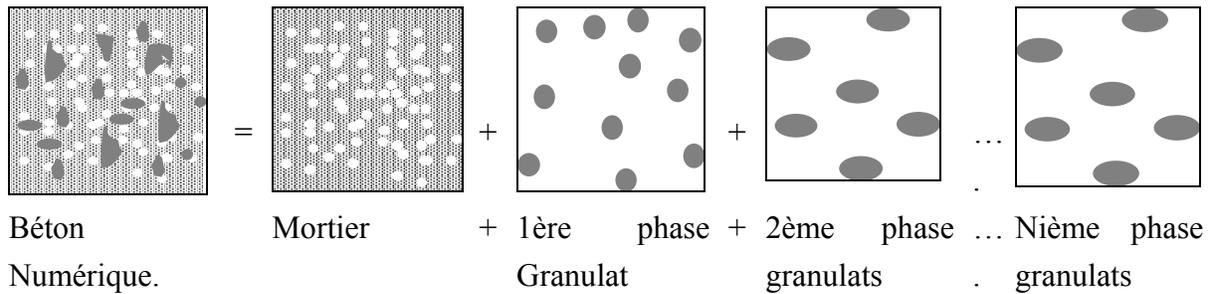


Figure I. 37: Les phases « Béton Numérique » considérées.

1.5.2.1.3. La composition du matériau

Le béton est modélisé donc en considérant ce mélange hétérogène comme étant un milieu biphasique (pâte interstitielle + n phases de granulats). Ainsi, l'influence de chacune de ces deux phases sur la réponse structurale est prise en compte.

La figure suivante montre une composition typique d'une granulométrie de béton

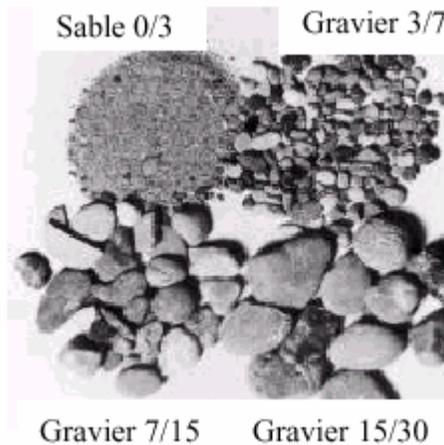


Figure I. 38: Granulométrie typique d'un béton

La Figure I. 39 suivante montre les phases et les caractéristiques hétérogènes d'un béton, avec un maillage d'éléments quadrilatères à 4 nœuds

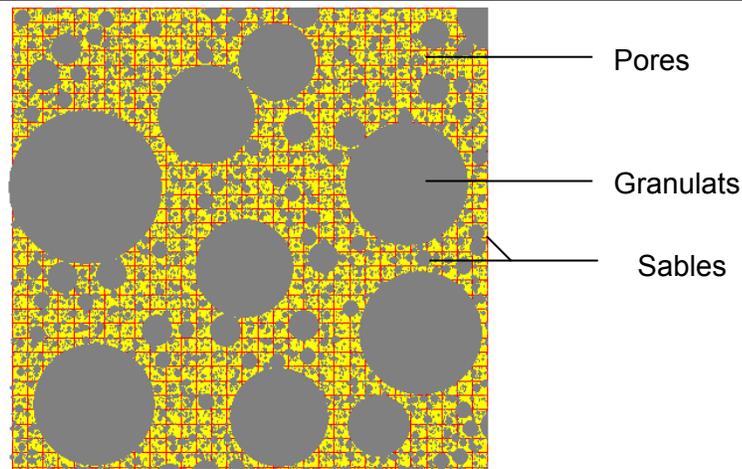


Figure I. 39: Phases et caractère hétérogène du matériau

Cette approche a confirmé que l'endommagement est lié à l'hétérogénéité du béton et qu'il augmente avec la température. Les figures suivantes montrent l'évolution de l'endommagement en fonction de la température. Il s'agit d'un échantillon en béton chauffé d'une manière homogène et en libre dilatation.

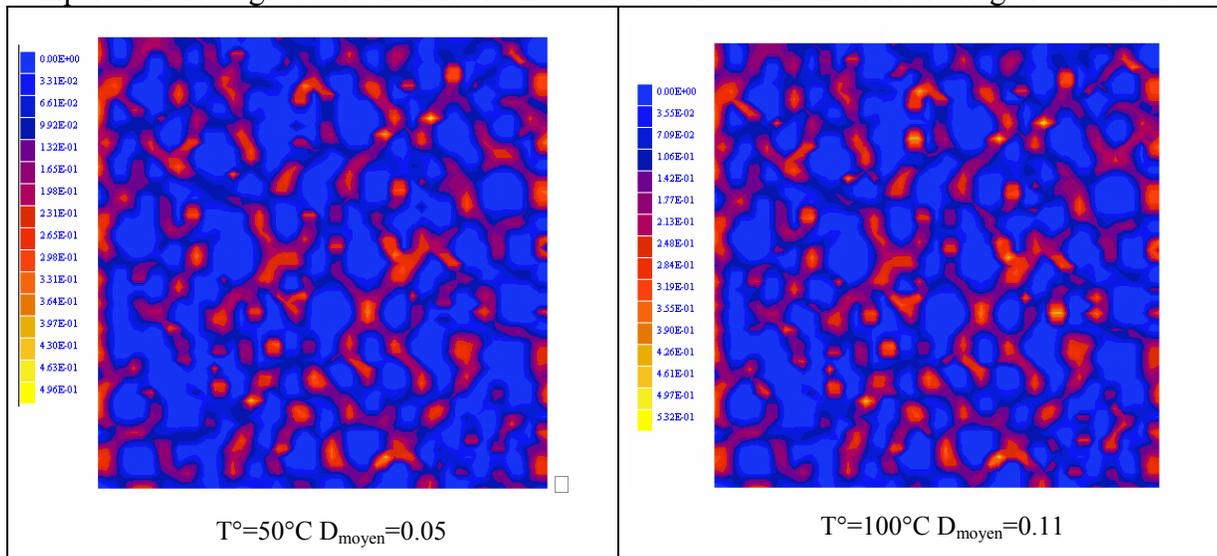


Figure I. 40: Evolution de l'endommagement thermique en fonction de la température

L'interface pâte-granulats est la partie la plus touchée par l'élévation de la température. L'évolution de l'endommagement est due à l'augmentation de la température. La Figure I. 40 montre les zones localement endommagées à 50°C et à 100°C.

La Figure I. 43 montre la déformation plastique obtenue par le modèle pour un essai de traction simple sur un matériau chauffé à 400°C.

Le modèle dans sa version de base est destiné à simuler la dégradation du béton en traction, en utilisant un modèle élasto-plastique pour le béton [Breu-2001].

1.5.3. Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté une revue des modèles macro homogènes et mésoscopiques qui décrivent la dégradation du béton à température ambiante et à haute température. À notre connaissance peu d'études ont pris en compte l'aspect de la dilatation différentielle et l'aspect mésoscopique dans les lois de comportement à haute température. Afin de modéliser de façon précise le comportement à haute température dans le cadre d'une approche multi-échelles de l'endommagement thermique, il est nécessaire de prendre en compte le développement des contraintes internes dans le matériau et d'identifier expérimentalement les paramètres nécessaires pour l'alimentation et la validation.

1.6. Conclusion de l'étude bibliographique

Les recherches présentées lors de cette étude, notamment sur le plan expérimental, ont mis en évidence la complexité du comportement des bétons soumis à haute température et l'existence d'une combinaison de mécanismes d'endommagement de différentes origines : mécanique (déformations), physique (transfert de chaleur, départ d'eau libre, variation de conductivité,...) et chimique (déshydratation, carbonatation, transformations chimiques). L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence un certain nombre de points à intégrer sur le plan expérimental et numérique, et notamment la dilatation thermique différentielle entre la pâte ciment et les granulats.

Dans cette partie, nous avons regroupé à partir des différents travaux, les évolutions des caractéristiques thermiques, hydriques et mécaniques de différents bétons à haute température. Une partie de ces résultats va servir à caractériser les éléments pour la simulation numérique du comportement des bétons à haute température.

L'endommagement thermique du béton présente des spécificités propres liées à ce matériau. L'analyse des différents modèles macroscopiques de comportement montre l'insuffisance de l'approche macroscopique quant à la prise en compte des modes complexes de dégradation du béton sous l'effet de la température. En effet, en raison de la forte hétérogénéité du béton, le processus de dégradation de ce matériau est gouverné par plusieurs mécanismes qui se produisent à une échelle inférieure à celle d'un volume élémentaire représentatif du matériau.

Ce comportement complexe, n'a souvent été pris en compte, dans les modèles de comportement macroscopique, que d'une manière semi-empirique en reproduisant d'une manière apparente l'évolution en fonction de la température des caractéristiques macroscopiques (Module de Young, résistance apparente ...). Outre l'aspect semi-empirique de cette approche, ces modèles présentent des insuffisances quant à la reproduction du comportement thermomécanique du béton. En effet, avec de tels modèles, un béton chauffé lentement et uniformément (sans gradient thermique) est libre de se dilater, n'engendre pas de contraintes et donc pas d'endommagement au sens de la mécanique macroscopique.

La modélisation du comportement du matériau à l'échelle macroscopique ne permet pas de prendre en compte les désordres provoqués par un chargement thermique à l'échelle microscopique. Nous proposons par la suite une approche multi-échelle basée sur le modèle béton numérique « BN » et le modèle déviatorique « MODEV ».

2. *Chapitre II*

Modèle d'endommagement thermomécanique à haute température

2.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation de l'endommagement thermomécanique des bétons.

L'endommagement thermique du béton présente des spécificités propres liées à ce matériau. L'analyse des différents modèles macroscopiques montre l'insuffisance de ce type d'approche à la prise en compte des modes complexes de dégradation du béton sous l'effet de la température. En effet, en raison de la forte hétérogénéité du béton, le processus de dégradation de ce matériau est gouverné par plusieurs mécanismes qui se produisent à différentes échelles pour être représentatif de la complexité du matériau.

En supposant l'homogénéité du matériau, et l'uniformité du chargement thermique homogène, un échantillon en béton sans déplacements empêchés se dilatera sans contraintes et donc sans aucun endommagement. Or les expériences menées sur un échantillon soumis à de telles conditions montrent le contraire : le béton s'endommage sous l'effet thermique même à des températures modérées.

Cette figure montre l'absence de l'endommagement à température ambiante, mais qui existe au sein du matériau après chargement thermique jusqu'à 200°C, ceci sera ainsi montré lors de cette étude.

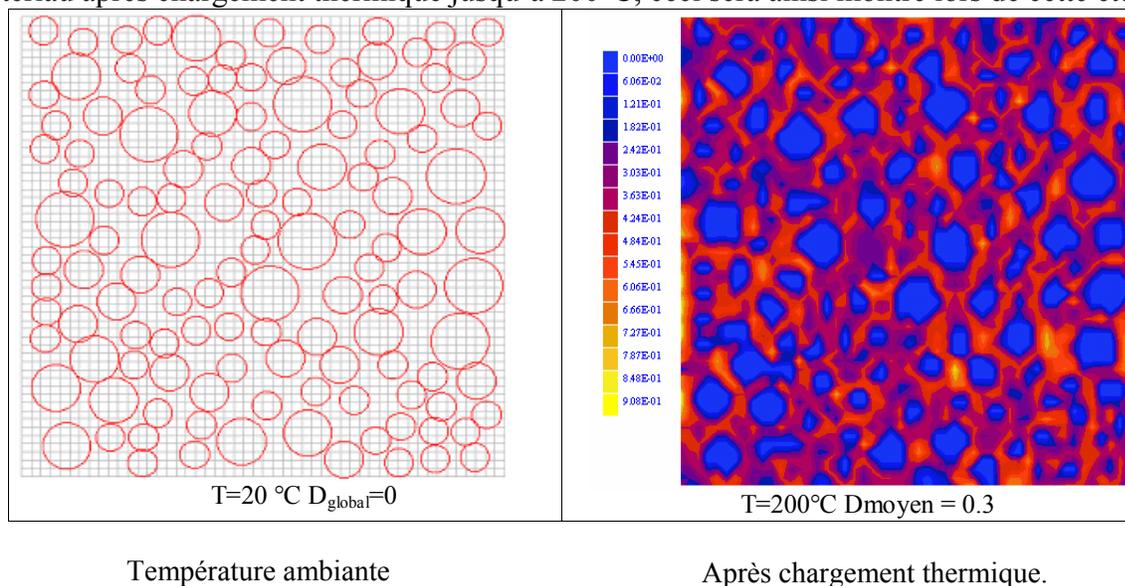


Figure II. 1 : Approche à l'échelle mésoscopique de l'endommagement thermique

A une échelle de l'ordre de quelques millimètres (1 à 10mm) que nous appellerons mésoscopique, le béton est un matériau non homogène, multiphasique ; pâte de ciment, sables, granulats, où chaque phase possède des caractéristiques mécaniques et physiques différentes. C'est le cas par exemple du coefficient de dilatation thermique. L'expérience montre un écart important entre le coefficient de dilatation de la pâte de ciment et celui des granulats. Ce coefficient varie en fonction de la température, du type de ciment et du type de granulats ; ceci a été confirmé par [Died-1989] qui a effectué des mesures de coefficients de dilatation thermique avec différentes natures de granulats. Cette différence confirme que le béton est sujet à un état complexe d'autocontraintes et cela même avec une température uniforme et sans empêchement des déformations libres. Les déformations différentielles entre la matrice cimentaire et les granulats vont donc provoquer des contraintes locales importantes qui peuvent endommager le béton ; il s'agit probablement d'un endommagement d'origine mécanique à l'échelle

microscopique. La question qui se pose est de savoir comment identifier avec précision cet endommagement d'origine micromécanique. Pour répondre à cette question, il faut se doter d'un ensemble de moyens numériques et expérimentaux capables d'explorer la microstructure du matériau et en déduire par la suite les mécanismes élémentaires qui régissent l'endommagement sous effet thermique du béton (*Figure II. 1*).

L'ensemble de ces phénomènes est un point de passage obligé pour une meilleure prédiction du comportement des bétons à haute température. Cependant, en raison de la complexité et la forte interaction entre les différents phénomènes, l'approche modélisation doit s'effectuer graduellement en essayant de découpler dans la mesure du possible les phénomènes mis en jeu afin de comprendre et d'identifier leurs influences sur le processus de dégradation du matériau à chaud.

Nous rappelons que la présente contribution constitue une brique importante dans le cadre d'une approche globale du comportement thermo-hygro-mécanique du béton [Moun-2001] dans la mesure où elle alimente cette approche par un modèle rhéologique de l'endommagement thermomécanique du béton. En effet, la sollicitation feu est associée à une cinétique d'évolution dans le temps qui met en jeu des phénomènes d'inertie d'ordre thermique, hydrique et mécanique.

A ce titre, nous allons exploiter le modèle multiphasique Béton Numérique (BN) [Moun- 2002], et le modèle d'endommagements MODEV [Moun-2002], implantés dans le code aux éléments finis SYMPHONIE [Moun-1990]. En se basant sur les 2 modèles précédents, une nouvelle approche de l'endommagement macroscopique prenant en compte l'endommagement thermique sera présentée.

Notons que dans ce chapitre nous avons pris qu'une seule homogénéisation pour voir la sensibilité du modèle et pour une étude d'objectivité. Dans le chapitre validation nous présenterons une application du modèle avec deux échelles d'homogénéisation.

2.2. Endommagement à haute température.

L'endommagement thermique du béton observé expérimentalement est en fait la résultante de plusieurs mécanismes élémentaires qui se produisent à différentes échelles du matériau. La démarche adoptée consiste à découpler l'endommagement thermique d'origine mécanique (accompagné des déformations) et qui a lieu à l'échelle macroscopique et microscopique de l'endommagement thermique d'origine physico-chimique (non accompagné de déformations) et qui est dû principalement aux transformations physico-chimiques de la matière. A l'échelle mésoscopique, nous postulons l'existence d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle entre le mortier (ou ciment) et les granulats. L'approche est basée sur l'exploitation simultanée du modèle multiphasique Béton Numérique (BN) et du modèle d'endommagement déviatorique (MODEV), implantés dans le code de calcul aux éléments finis SYMPHONIE.

2.2.1. Principe de la démarche d'identification multi-échelles de l'endommagement thermique

Ce travail a nécessité un passage micro-macro et une étude par homogénéisation des phases constituants le matériau.

Le principe général de cette modélisation multi échelles consiste à considérer plusieurs échelles pour la simulation allant de la pâte de ciment jusqu'au béton. Nous considérons qu'à l'échelle de l'étude ç'est à dire à l'échelle du mm, la pâte de ciment est considérée comme une phase homogène.

Le principe du découplage se base sur l'attribution de l'endommagement thermique d'origine physicochimiques à la pâte de ciment (perte de masse, retrait, nature chimique de la composition, ...) et nous postulons que les effets physicochimiques sont prépondérants par rapport à la dilatation thermique différentielle entre les constituants au sein de la pâte

Une fois que l'endommagement thermique (d'ordre physico-chimique) au sein de la pâte de ciment est identifié expérimentalement, le résultat sera ensuite exploité pour déterminer l'endommagement du mortier.

A cause de sa composition, nous postulons que les réactions physicochimiques ont lieu principalement dans la pâte de ciment dans la gamme de température étudiée. Or cet endommagement noté g dans notre modèle ne peut être identifié que de manière expérimentale.

Ainsi, à partir des résultats expérimentaux obtenus sur la pâte de ciment (endommagement physicochimique) et par homogénéisation nous pouvons reproduire par simulation le comportement thermomécanique du mortier et de différents bétons.

La technique d'homogénéisation considère plusieurs échelles pour la modélisation. Elle considère par exemple le mortier comme un matériau à deux phases : la pâte de ciment et n phases de granulats de sables définie selon la granulométrie du matériau. La Figure II. 2 présente les échelles choisies pour homogénéiser le mortier et le béton.

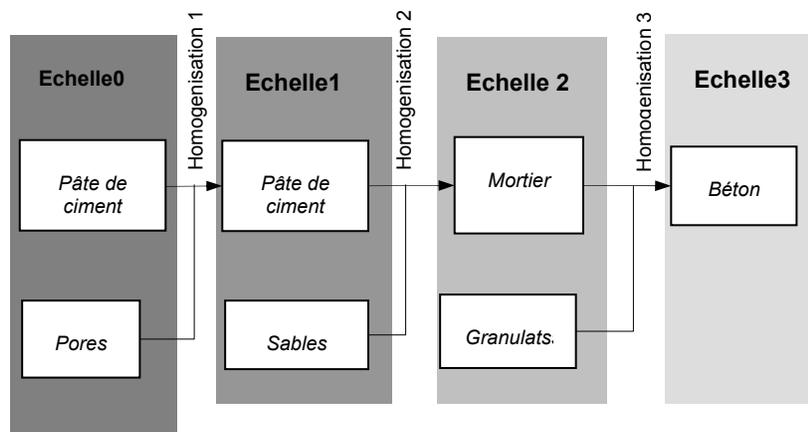


Figure II. 2: Principe de l'approche par homogénéisation

2.2.2. Modèle d'endommagement thermomécanique

Nous classons en deux grandes catégories les mécanismes de base qui conduisent à l'endommagement du béton à haute température :

- Endommagement thermique accompagné de déformations empêchées (à l'échelle macroscopique ou microscopique).
- Endommagement thermique d'origine physicochimique.

2.2.2.1. *Endommagement thermique d'origine mécanique et micromécanique dû à la dilatation différentielle :*

Le paramètre d'endommagement d représente donc la combinaison de deux endommagements thermiques :

- le premier est un endommagement thermique d'origine mécanique dû aux déformations empêchées à l'échelle macroscopique, comme celles dues au gradient de température où aux conditions aux limites de blocage des déplacements...

Cet endommagement est modélisé d'une manière classique, à l'échelle du VER, par le modèle d'endommagement MODEV [Moun-2002] présenté au chapitre bibliographique.

L'endommagement mécanique se décompose en deux parties

- un endommagement sphérique D_s
- un endommagement déviatorique D_d

La combinaison linéaire des deux donne l'endommagement macro mécanique d_{macro} tel que

$$(1 - d_{macro}) = (1 - D_s)(1 - D_d) \quad (\text{Eq: II. 1})$$

- Le second est micromécanique à l'échelle mésoscopique se manifeste par déformation micromécanique engendrée par une dilatation différentielle entre la pâte et les granulats d_{micro} .

Par une exploitation du modèle BN, l'endommagement thermique micro d_{micro} sera quantifié en fonction de la température T , de la taille maximum des granulats d_a , de la nature des granulats.

Nous pouvons écrire maintenant que :

$$d = 1 - (1 - d_{micro})(1 - d_{macro}) \quad . \quad (\text{Eq: II. 2})$$

2.2.2.2. Endommagement thermique d'origine physicochimique

Pour les températures de notre étude, nous avons postulé que l'endommagement physicochimique a lieu essentiellement dans la pâte de ciment alors que l'endommagement dû à la dilatation différentielle est essentiellement à l'interface pâte granulats.

Ç'est un endommagement non accompagné de déformations, il représente les effets physico-chimiques et la dégradation dans la pâte de ciment en fonction de la température.

Le paramètre g de l'endommagement thermique dans la pâte de ciment, sera déterminé en exploitant les données expérimentales réalisés dans le cadre de cette thèse et en particulier les essais de flexion trois points à haute température sur la pâte de ciment Mounajed et al [Moun-2003].

Il en résulte que l'endommagement total D s'écrit de la manière suivante :

$$1 - D = (1 - d)(1 - g) = \underbrace{(1 - D_s)}_{\text{macro}} \underbrace{(1 - D_d)}_{\text{dilatation}} \underbrace{(1 - d_{micro})}_{\text{chimique}} (1 - g) \quad (\text{Eq: II. 3})$$

$1-d$
 $1-g$

La Figure II. 3 montre une présentation hiérarchique de l'approche d'endommagement thermique

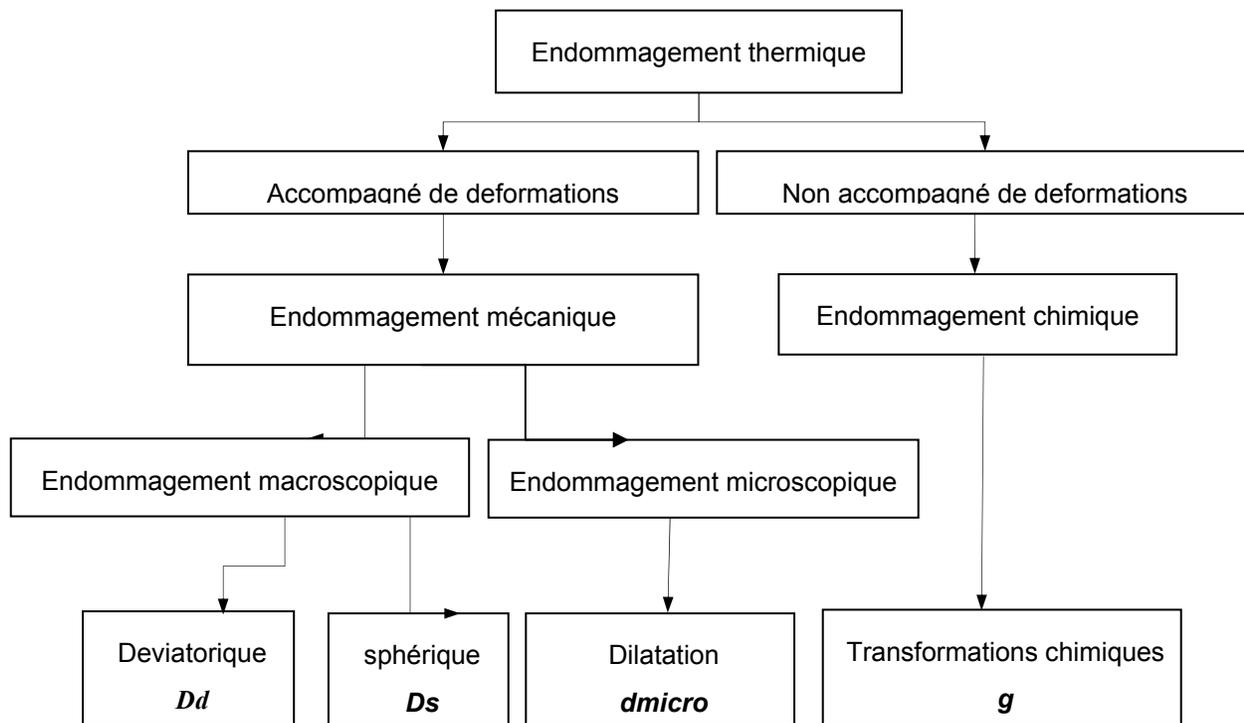


Figure II. 3: Organigramme de l'approche d'endommagement thermique

La loi de comportement en traction simple du modèle d'endommagement s'écrit alors sous la forme :

$$\sigma(\varepsilon) = (1 - d)(1 - g)E_0\varepsilon \quad (\text{Eq: II. 4})$$

E_0 : est le module élastique initiale du matériau sain

et la loi d'évolution de l'endommagement mécanique en traction est donnée par :

$$1 - d_t = \frac{\varepsilon_{d_0}}{\varepsilon} \exp(-B_t(\varepsilon - \varepsilon_{d_0})) \quad (\text{Eq: II. 5})$$

L'approche non locale permet d'introduire, dans la loi d'évolution de l'endommagement mécanique ci-dessus, l'énergie de fissuration G_f en fonction de la température, en la reliant au terme d'écroutissage de l'endommagement B_t :

$$G_f(T) = l_c \frac{f_t(T)}{B_t(T)} \quad (\text{Eq: II. 6})$$

B_t : écroutissage de l'endommagement ;

G_f : énergie de fissuration [J/m²] ;

ε_{d_0} : seuil de déformation en traction ;

l_c : taille caractéristique des éléments ; E : module d'élasticité [Pa] ;

f_t : contrainte de traction au pic [Pa] .

L'énergie de fissuration G_f est une fonction de la température. On a ainsi un terme de couplage entre l'endommagement mécanique et thermique.

2.2.3. Endommagement micromécanique à haute température.

Nous avons postulé précédemment que la baisse de rigidité et de résistance du matériau est en partie due à un endommagement local engendré par une dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats. Cet endommagement se manifeste à l'échelle mésoscopique, à l'interface pâte granulat. Nous postulons par conséquent que la loi de comportement mécanique reste inchangée au niveau macroscopique homogène, la baisse de rigidité et de résistance s'explique par une déformation mécanique supplémentaire, due à l'hétérogénéité du matériau et qui se produit à l'échelle mésoscopique (*Figure II. 4*).

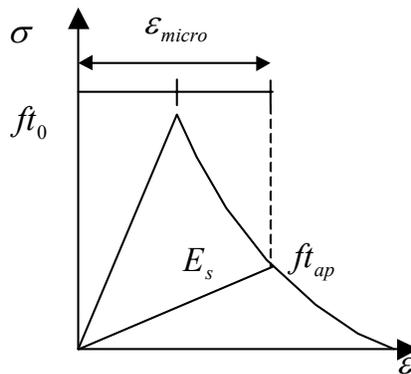


Figure II. 4 : micro déformation

En effet, à cause de l'hétérogénéité du béton et de la différence des caractéristiques entre les granulats (rigidité, résistance, coefficient de dilatation) et le ciment, le béton subit des déformations et des contraintes mécaniques importantes pouvant dépasser localement la limite d'élasticité.

Ceci implique que même avec un champ de température homogène, il existe une déformation microscopique, ainsi nous pouvons décomposer, à l'échelle mésoscopique, la déformation totale se décomposera en 3 déformations :

$$\varepsilon^{\text{totale}} = \varepsilon^{\text{meca}} + \varepsilon^{\text{th}} + \varepsilon_{\text{Microscopique}} \quad (\text{Eq: II. 7})$$

Il est important de noter, qu'à l'échelle du volume élémentaire représentatifs, la moyenne de la déformation microscopique est nulle, nous pouvons ainsi écrire que :

$$(\varepsilon_{\text{Totale}})_{\text{micro}} = (\varepsilon_M)_{\text{macro}} + (\varepsilon_{\text{th}})_{\text{macro}} + \varepsilon_{\text{Microscopique}} \quad (\text{Eq: II. 8})$$

$$\text{avec } \langle \varepsilon_{\text{Micro}} \rangle = 0 \text{ sur le VER.}$$

L'existence de cet endommagement sera démontrée en exploitant le modèle Béton Numérique, présenté au chapitre bibliographique

2.2.4. Formulation thermodynamique du modèle.

Dans ce modèle thermo-endommageable on distingue donc deux composantes pour l'endommagement : la première est mécanique notée d , qui comporte une partie macroscopique d_{macro} et une partie micromécanique due à la dilatation thermique différentielle notée d_{micro} , la seconde est thermique noté g qui est due essentiellement à la perte de rigidité du matériau causée par les transformations physico-chimiques.

Nous pouvons écrire ainsi le module d'élasticité en fonction du module initial, de l'endommagement mécanique d et de l'endommagement thermique g sous la forme suivante en uniaxiale:

$$E = E_0 (1 - d_{\text{macro}})(1 - d_{\text{micro}})(1 - g) = E_0 (1 - d)(1 - g) \quad (\text{Eq: II. 9})$$

E_0 : étant le module d'élasticité initial à 20°C.

Les équations qui gouvernent le couplage thermo-élastique lié à l'endommagement sont obtenues à partir d'une forme quadratique de l'énergie libre ψ :

$$\psi = \frac{1}{2} \varepsilon_{ij} : \mathbf{E}_{ijkl} : \varepsilon_{kl} - TC_{ij} : \varepsilon_{ij} - \frac{1}{2} C_p \frac{T^2}{T_0} \quad (\text{Eq: II. 10})$$

En introduisant les deux composantes de l'endommagement d et g la forme l'énergie libre s'écrit sous la forme :

$$\psi(\varepsilon, T, d, g) = \frac{1}{2} \varepsilon_{ij} : \mathbf{E}_{ijkl}(d, g) : \varepsilon_{kl} - TC_{ij} : \varepsilon_{ij} - \frac{1}{2} C_p \frac{T^2}{T_0} \quad (\text{Eq: II. 11})$$

Les équations qui gouvernent le couplage thermo-élastique lié à l'endommagement sont obtenues à partir de l'énergie libre ψ :

ψ : Énergie libre de Helmotz.

ε_{ij} : Déformation totale.

C_{ij} : Tenseur de deuxième ordre de couplage thermo-élastique avec $C_{ij} = 3K\alpha.I$

T et T_0 : Température relative et de référence. Et

C_p : La chaleur spécifique définie par : $C_p = -T_0 \frac{\partial^2 \psi}{\partial T^2}$.

E_{ijkl} : Le module d'élasticité définie par : $E_{ijkl} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}}$

Les variables d'état sont alors : le tenseur de déformation élastique ε , la température relative $T = T_i - T_0$, la variable d'endommagement mécanique d et la variable d'endommagement thermique g .

- **Equations constitutives :**

Lors d'une transformation infinitésimale, où la température varie entre 20 et 400°C, la contrainte locale σ et l'entropie S peuvent s'écrire sous la forme suivante :

Sachant que T_i est la température à l'instant i . avec $T = T_i - T_0$

Alors :

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon} = (1-d)(1-g)(E_0 : \varepsilon - TC) \quad (\text{Eq: II. 12})$$

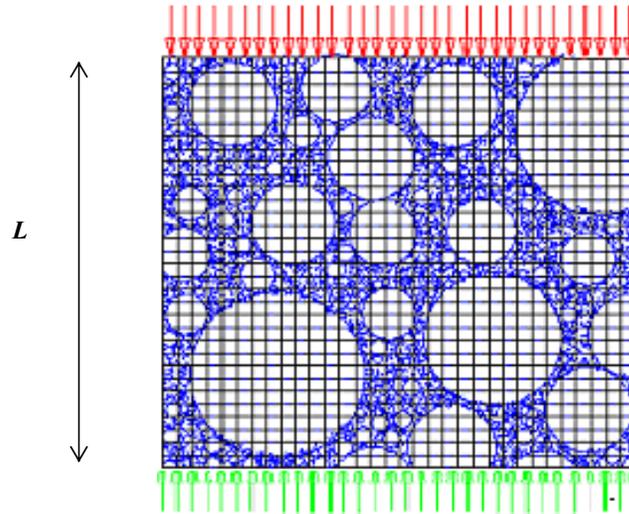
$$S = -\frac{\partial \psi}{\partial T} = (1-d)(1-g) \left(C : \varepsilon + C_p \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{Eq: II. 13})$$

Cette approche a été adoptée par plusieurs auteurs [Stab-1998], [Nech-2000] dans le cadre d'une étude thermo-élasto-plastique endommageable et à haute température. Cependant ces études ont été réalisées à une échelle de matériaux homogène et macroscopique.

- **Calcul de l'endommagement moyen**

A chaque incrément, on simule un essai physique de type traction ou compression simple sur le VER, en appliquant un déplacement infinitésimal sur la face supérieure de l'échantillon. Cet essai numérique a pour but de déduire l'endommagement dû à la température. L'incrément de déplacement appliqué doit être très faible afin de ne pas endommager le matériau et d'avoir l'endommagement dû exclusivement à la température. La simulation nous permet donc d'obtenir la relation force déplacement et d'en déduire par la suite l'endommagement moyen du VER.

$$\Delta U_i = \Delta U = cte$$



VER soumis un chargement ΔU_i

Donc à chaque nœud i de la face supérieure du VER, on applique le même déplacement ΔU_i et on calcul la force résultante ΔF_u qui est égale à la somme des réactions ΔR_i à chaque nœud i .

$$\Delta F_u = \sum_i \Delta R_i$$

Le module endommagé \tilde{E} est obtenu de la manière suivante :

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta F_u}{S} = \tilde{E} \frac{\Delta U}{L} : \text{Ou } L \text{ est la longueur de l'échantillon et } S \text{ sa section}$$

L'endommagement moyen d_{moy} est alors déduit de la relation suivante :

$$\begin{aligned} \tilde{E} &= (1 - d_{moy}) E_0 \\ d_{moy} &= 1 - \frac{\tilde{E}}{E_0} \end{aligned}$$

2.3. Exploitation du modèle BN et validation de l'approche microscopique de l'endommagement thermique.

La méthodologie proposée est basée sur l'exploitation combinée du modèle Béton Numérique de SYMPHONIE et d'endommagement thermique [Moun-2002]. A ce titre, nous décrivons ici brièvement les données et les caractéristiques des phases à prendre en compte :

2.3.1. Caractérisation des phases :

A titre de rappel, pour l'identification des phases, le modèle BN considère que chaque phase est caractérisée par un ensemble de paramètres physiques et géométriques propres à la phase considérée. Les paramètres principaux du modèle BN sont:

- Le pourcentage du volume de la phase par rapport au volume total
- La taille unitaire du composant de la phase (diamètre du granulat)

Le matériau associé à cette phase et qui se caractérise dans le cas de calcul mécanique à l'endommagement avec MODEV par les paramètres mécaniques et statistiques regroupées dans le tableau suivant :

Paramètres mécaniques du modèle pour chaque phase	Paramètres statistiques
Modules de Young E (MPa) et le coefficient du Poisson, ν de la phase ciment et de la phase granulats (sables, gravillons et cailloux)	Taille des granulats (mm)
Résistances à la traction de chaque phase f_t (MPa) de la phase ciment et de la phase granulats (sables, gravillons et cailloux)	Pourcentage des phases considérées (%)
Résistance au cisaillement R_c (MPa) de la phase ciment et de la phase granulats (sables, gravillons et cailloux)	Volume du VER
Energie de fissuration G_f (N/mm), de la phase ciment et de la phase granulats (sables, gravillons et cailloux)	Nombre de phases
Coefficient de dilatation thermique α_{th} ($^{\circ}C^{-1}$), de la phase ciment et de la phase granulats (sables, gravillons et cailloux)	
Coefficient de couplage sphérique et déviatorique (α_s et α_d)	
Ecroûissage de l'endommagement B_t	

Tableau II. 1: Paramètres statistiques et mécaniques du modèle.

Ces paramètres peuvent varier en fonction de la température. L'étude expérimentale nous permettra par la suite l'identification de ces paramètres en fonction de la température.

L'approche par éléments finis, le calcul aléatoire, l'algorithme, l'implémentation, ... etc., concernant le modèle « Béton numérique » sont détaillés et développées dans les travaux de Mounajed [Moun-2002a].

L'identification expérimentale des variations de ces paramètres avec la température est très délicate. Les résultats présentés dans la partie bibliographique montrent que les essais de caractérisation dépendent fortement des conditions thermiques hydriques et mécaniques appliquées lors du chauffage

et du refroidissement. Nous rappelons ici d'autres paramètres du modèle dont les essais d'identification sont peu connus pour la modélisation du béton:

- **Coefficient de couplage sphérique et déviatorique (α_s et α_d)**

Ces coefficients peuvent être déterminés à partir des essais élémentaires classiques pour chaque béton permettant de déterminer l'angle de frottement interne ϕ selon l'expression suivante :

$$\alpha_{s,d} = \frac{6\sqrt{2} \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu}$$

Pour le béton, l'angle de frottement interne pour le cas d'endommagement par extension (partie sphérique) est environ 37°.

- **Energie de fissuration G_f**

Le comportement post-pic du béton en traction est difficile à modéliser car il pose des problèmes de localisation des déformations. L'endommagement fait apparaître une zone où on a : croissance des déformations et diminution des contraintes. D'un point de vue numérique, dans la zone de localisation, l'énergie dissipée tend vers zéro lorsque le maillage est raffiné et les résultats dépendent fortement du maillage [Baza-1988].

La méthode de Hillerborg lie l'énergie de fissuration G_f au paramètre d'écrouissage B_t qui permet de calculer la branche descendante du diagramme contrainte-déformation en traction. B_t dépend de la taille des éléments l_c de telle sorte que l'énergie de fissuration dans une bande d'éléments soit indépendante de la taille des mailles :

$$G_f = l_c \times f_t^2 / E \quad (\text{Eq: I. 38})$$

$$\varepsilon_{d0} = f_t / E \quad (\text{Eq: I. 39})$$

$$B_t = l_c \times f_t / G_f \quad (\text{Eq: I. 40})$$

où :

E est le module de déformation élastique [Pa] ;

f_t est la contrainte de traction au pic [Pa] ;

G_f est l'énergie de fissuration [J/ m²] ;

l_c est la taille caractéristique des éléments [m] ;

ε_{d0} est le seuil de déformation en traction ;

B_t est l'écrouissage de l'endommagement ;

L'identification de ce paramètre G_f et sa variation avec la température ne sont pas parfaitement connues, cependant son calcul à partir des essais à température ambiante a fait l'objet d'une recommandation de la RILEM (TC 50-FMC) [RILE-1985].

Le comité européen du béton propose aussi une règle empirique (CEB-FIP model code 1990) [Ceb-1990] :

$$G_f = 10^{-3} a_f f_c^{0.7}$$

où a_f est un coefficient qui dépend de la taille du plus gros granulats d_{\max}

f_c : la résistance à la compression du matériau à 20°C.

d_{\max} (mm)	8	16	32
a_f	4	6	20

Tableau II. 2 : coefficient de a_f pour l'estimation de G_f

Les valeurs de G_f pour le béton courant sont comprises entre 0,05 et 0,2 Nmm/mm².

2.3.2. Endommagement thermique avec le modèle Béton Numérique

Pour cette étude nous avons choisi pour la simulation, un essai à haute température réalisé par Noumowé et al [Noum-2001]. Le but de cette partie du travail est de montrer que l'endommagement thermique du béton est dû en partie à son hétérogénéité et de valider l'hypothèse que nous avons prise au départ. Le cas de figure traité concerne une éprouvette cylindrique en béton de dimension $16 \times 32 \text{ cm}^2$ sollicitée par un chargement thermique puis mécanique afin de déterminer les propriétés résiduelles mécaniques du béton avec granulats différents (léger et silico-calcaires (ordinaires))

L'éprouvette est chauffée à $0,8^\circ\text{C}/\text{min}$ jusqu'à 200°C . Après un palier d'une durée de 20 heures à 200°C , l'éprouvette a été refroidie lentement avec une vitesse de refroidissement de $0,7^\circ\text{C}/\text{min}$ pour éviter les chocs thermiques.

Le béton numérique adopté pour cette simulation est généré avec la granulométrie suivante (Tableau II. 3):

Diamètre maximum des granulats en (mm)	% du volume de la phase
20	10%
10	25%
5	25%

Tableau II. 3: Composition et caractéristiques du Béton Numérique utilisé.

Les deux figures suivantes (Figure II. 6a et Figure II. 6b) montrent le maillage Béton Numérique avec SYMPHONIE, adopté pour ce cas de figure et l'iso valeur d'état d'endommagement thermique sans chargement mécanique à 200°C .

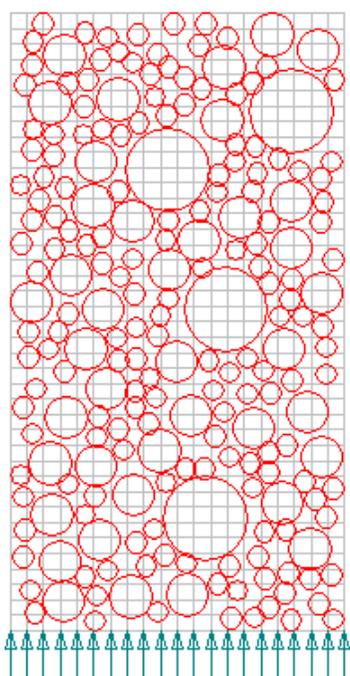


Figure II. 6a: Génération des granulats « béton numérique » et conditions aux limites

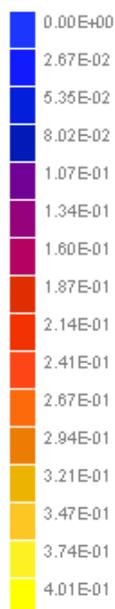


Figure II. 6b: Etat d'endommagement de l'éprouvette par simulation à 200°C $D_{\text{moy}}=0,3$

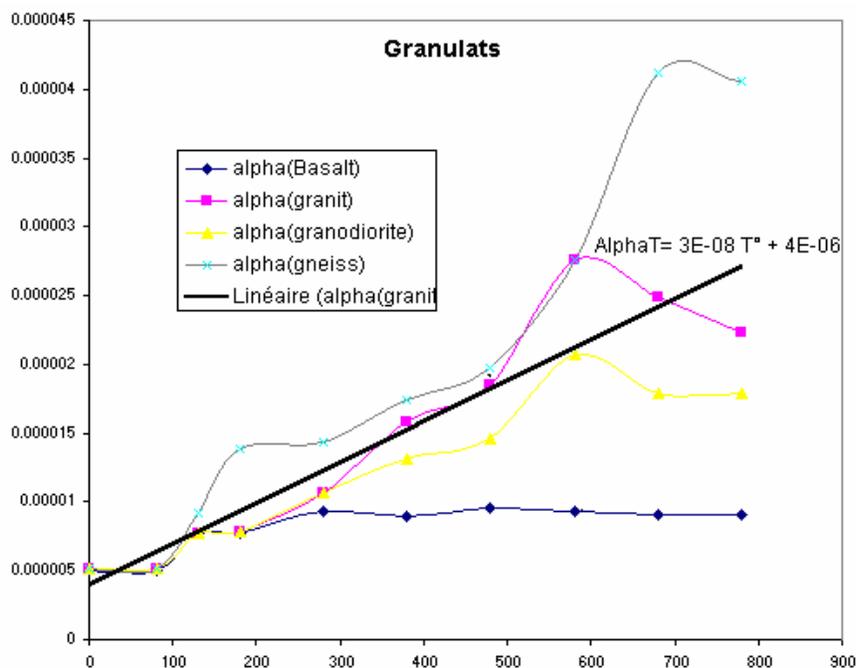
Cet essai a été modélisé en mode axisymétrique. Le matériau est supposé biphasique composé d'une pâte de ciment et de granulats (60%) de diamètre maximum 20 mm. Les caractéristiques mécaniques (module de Young, coefficient de poisson, G_f) des différents granulats sont tirés des travaux expérimentaux de Wu et al [Wu-2001].

Les caractéristiques adoptées pour la phase ciment et la phase granulats [Bent-2001] sont présentées ci-après (Tableau II. 4) :

Paramètres	Phase ciment	Phase granulats
Module de Young E	20000 MPa	60000 MPa
Coefficient de poisson	0,2	0,2
Energie de fissuration G_f	0,1 N /mm	0,12 N /mm
Résistance de cisaillements	18 MPa	25 MPa

Tableau II. 4 : caractéristiques adoptées pour la phase ciment

Les coefficients de dilatation thermique du ciment et des granulats adoptés pour la simulation sont tirés des résultats expérimentaux [Died-1992], ils varient en fonction de la température (Figure II. 7).



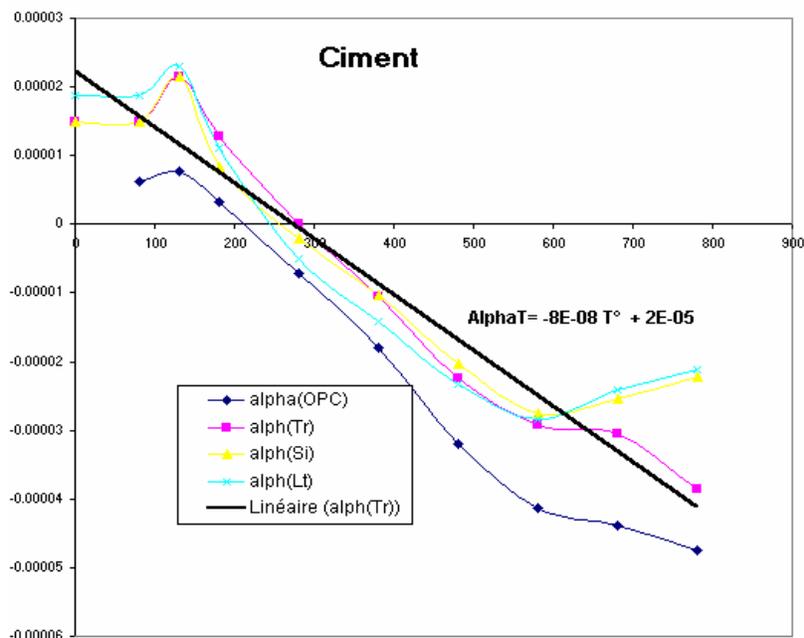


Figure II. 7: Évolution des coefficients de dilatation thermique expérimentaux [Died-1992]) de la pâte et des granulats en fonction de la température. En gras, évolution moyenne adoptée pour la simulation numérique.

Les figures (Figure II. 8 et Figure II. 9) montrent l'évolution de la contrainte maximale et de l'endommagement dus à l'augmentation de la température. Il convient de noter que l'évolution de l'endommagement n'est due qu'à l'hétérogénéité du matériau car la loi de comportement est indépendante de la température et le champ thermique est homogène.

Les contraintes internes existantes montrent que le modèle met bien en évidence l'effet de la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats. Nous avons obtenu par simulation l'évolution d'un endommagement, en absence de tout chargement mécanique externe.

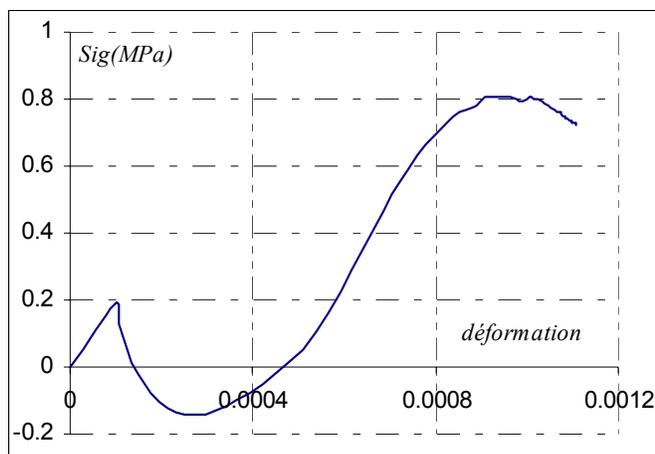


Figure II. 9: courbe de la contrainte maximale au sein du matériau chauffé à 200°C

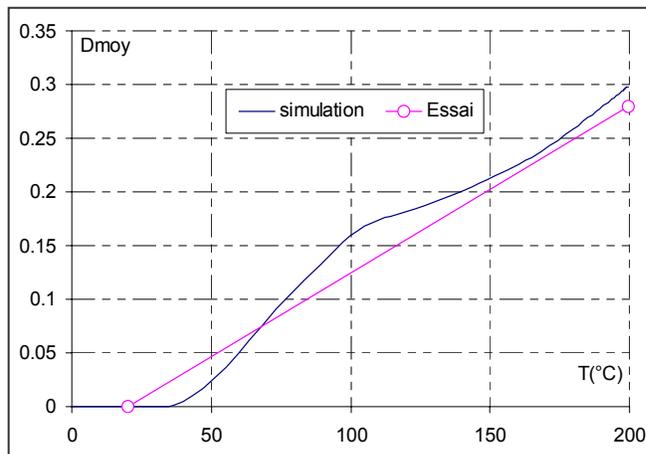


Figure II. 8: Endommagement thermique du matériau en fonction de la température

On peut observer que le modèle reproduit correctement les résultats expérimentaux (Figure II. 8), et montre l'existence d'un endommagement dû essentiellement à la nature hétérogène du béton. Cet endommagement augmente bien évidemment en fonction de la température. La figure 24 montre que la

déformation mécanique à l'échelle locale est importante de même que les contraintes thermiques engendrées au sein du matériau

Ce cas test a permis de valider la capacité du modèle « béton numérique » à prendre en compte les phénomènes physiques à l'échelle mésoscopique. On va proposer par la suite une fonction d'endommagement qui englobe la dégradation thermique observée à l'échelle locale. Cette fonction dépendra principalement du diamètre maximum des granulats, de la température et de la dilatation des granulats

2.3.3. Objectivité des résultats vis-à-vis du maillage

L'étude de l'objectivité du maillage a été réalisée et validée [Moun-2002] sur un échantillon carré de côté L et de diamètre maximum D_{max} . La granulométrie choisie est celle d'un BHP tel qu'il est confectionné au laboratoire. Le paramètre essentiel de l'étude est le rapport entre la dimension caractéristique de la maille l et le plus petit diamètre de granulats d pris en compte dans la modélisation.

A l'issue de cette étude, il a été montré que la campagne des simulations doit être choisie avec une finesse de maillage correspondant à un rapport de 0,6 environ.

Pour le choix du VER, les calculs ont montré que la convergence commence à partir de la valeur de L qui correspond à 10 fois la taille du plus gros granulat, et parallèlement de la valeur du volume qui correspond à cette même valeur de L . Ce résultat est généralement admis par les mécaniciens car à partir de ce rapport les outils classiques de la mécanique des milieux continus sont applicables. Ceci a été démontré par une étude de sensibilité [Nakh-2002], par différentes simulations, effectuées sur le code de calcul par éléments finis **Symphonie** [Symp-1994]

2.3.4. Etude paramétrique sur le modèle

Nous présentons ici une série de calculs numériques ayant pour but de :

- Vérifier l'objectivité de la solution numérique vis-à-vis du tirage aléatoire. Ce calcul permettra de voir l'évolution de la courbe charge- déplacement en fonction du tirage aléatoire et statistique.
- Etudier l'influence de la taille des granulats et le pourcentage des phases sur les résultats de l'endommagement à haute température.

Nous avons donc deux cas de figures : un mécanique et un thermomécanique :

- Cas 1 : Un essai mécanique sur une poutre $10 \times 10 \text{ cm}^2$ en flexion trois points modélisée en contrainte plane (2D) avec une épaisseur de 40 cm et une entaille de 5 cm à (20 °C).
- Cas 2 : Un essai sur un échantillon $20 \times 20 \text{ cm}^2$, modélisé en contrainte plane (2D) avec une épaisseur de 5cm, et porté à différentes températures : 120, 250 et 400 °C.

Le chargement mécanique est appliqué en imposant le déplacement pour le cas de la poutre en flexion trois points. Pour le cas 2, la température est appliquée d'une manière homogène successivement à 120, 250 et 400°C.

Tableau II. 5) recense l'ensemble des caractéristiques mécaniques utilisées pour chaque phase dans les calculs [Wu-2000]. Nous avons pris une loi de variation en fonction de la température pour le coefficient de dilatation thermique des granulats, issue de la littérature [Died-1992].

Pour le mortier qui représente ici la phase homogène, le coefficient de dilatation thermique pris est proche de celui du béton. C'est un paramètre qui varie très peu en fonction de la température jusqu'à 200°C.

<i>Caractéristique</i>	<i>Valeur à 20°C</i>	<i>Phase associée</i>
Module de Young (MPa)	30000	Mortier (30 à 40 %)
	70000	Granulats (60 à 70%)
Résistance en traction (MPa)	3	Mortier (30 à 40 %)
	9	Granulats (60 à 70%)
Energie de rupture G_f (N/mm)	0,1	Mortier (30 à 40 %)
	0,12	Granulats (60 à 70%)
Coefficient de poisson	0,2	Mortier (30 à 40 %)
	0,2	Granulats (60 à 70%)
Coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,6 \cdot 10^{-5}$	Mortier (30 à 40 %)
	$3 \cdot 10^{-6}$	Granulats (60 à 70%)

Tableau II. 5 : Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul.

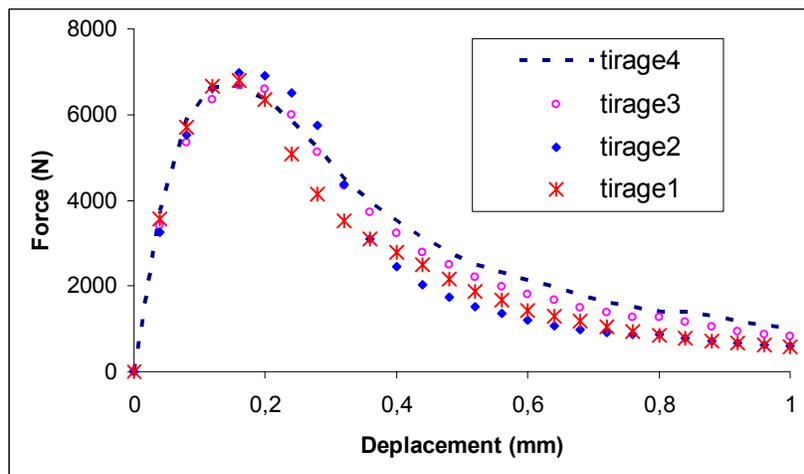
Le béton numérique pour cette simulation est généré avec la granulométrie suivante (Tableau II. 6):

<i>Diamètre maximum des granulats en (mm)</i>	<i>% du volume de la phase</i>
25	20%
20	10%
10	15%
5	15%

Tableau II. 6:Composition et caractéristiques du Béton Numérique utilisé.

2.3.4.1. Influence du tirage statistique

Pour la même granulométrie, et le même cas de figure (Cas 1), nous avons effectué 4 simulations pour voir l'influence du tirage aléatoire sur les résultats mécaniques du modèle « BN ». Nous avons ainsi simulé un essai mécanique avec une poutre $10 \times 10 \text{ cm}^2$ en flexion trois points, modélisé en contrainte plane (2D) avec une épaisseur de 40 cm et une entaille de 5 cm à (20 °C).

Figure II. 10: courbe charge-déplacement pour 4 tirages aléatoires ($d_{\max} = 25\text{mm}$).

Les courbes charge-déplacement des 4 tirages aléatoires réalisés (Figure II. 10), montrent que la partie post-pic est peu dépendante du tirage. Le Tableau II. 7 montre les résultats de calcul d'erreur de l'aire sous la courbe des 4 tirages réalisés. On peut constater que l'écart type est de 10% environ.

N° du tirage	Tirage1	Tirage 2	Tirage3	Tirage4	Ecart type
Air sous la courbe [N.m]	2,62	2,68	2,78	2,84	0,098

Tableau II. 7 : résultats de calcul de l'aire sous la courbe pour les 4 tirages réalisés

A l'issue de cette étude nous pouvons conclure que la solution numérique est indépendante du tirage aléatoire.

Pour voir le caractère aléatoire de la distribution des granulats, nous avons choisi les 12 éléments du maillage situés sur la face droite supérieure. La Figure II. 11 présente, la position occupée par les granulats en trois tirages différents :

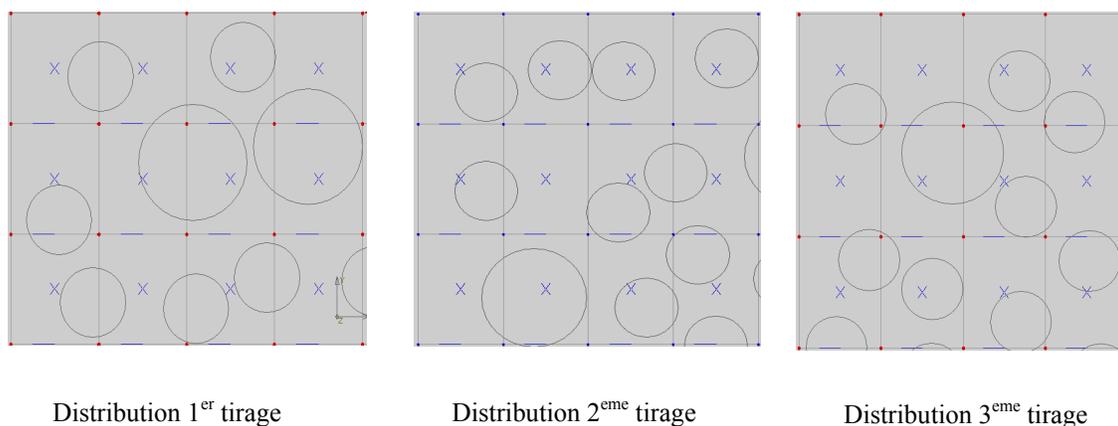


Figure II. 11 : influence du tirage sur la distribution des granulats

Nous allons étudier par la suite l'influence de la taille des granulats et le pourcentage des phases sur l'évolution globale du comportement du matériau en fonction de la température.

2.3.4.2. *Influence du diamètre maximum des granulats.*

Dans cette partie on s'intéresse à l'étude de l'influence de la taille des granulats sur le comportement thermomécanique du béton en exploitant le modèle « BN ». On se base sur le cas test n°2 présenté dans la section précédente, en lui imposant des températures à 120, 250 et 400°C.

Le tableau suivant (Tableau II. 8) montre la granulométrie choisie avec 4 tailles différentes de granulats qui sont respectivement 20mm (T1), 25mm (T2), 30mm (T3), et 40mm (T4).

<i>T1 (mm)</i>	<i>T2 (mm)</i>	<i>T3 (mm)</i>	<i>T4 (mm)</i>	<i>% du volume de la phase</i>
20	25	30	40	20%
15	20	25	25	10%
10	10	20	20	15%
5	5	10	10	15%

Tableau II. 8 : granulométrie choisie pour 4 tailles différentes de granulats

Les paramètres mécaniques en fonction de la température sont les mêmes que ceux choisis pour le premier cas de figure étudié (Figure II. 12)

Le maillage et la géométrie des 4 cas étudiés sont présentés sur la figure suivante :

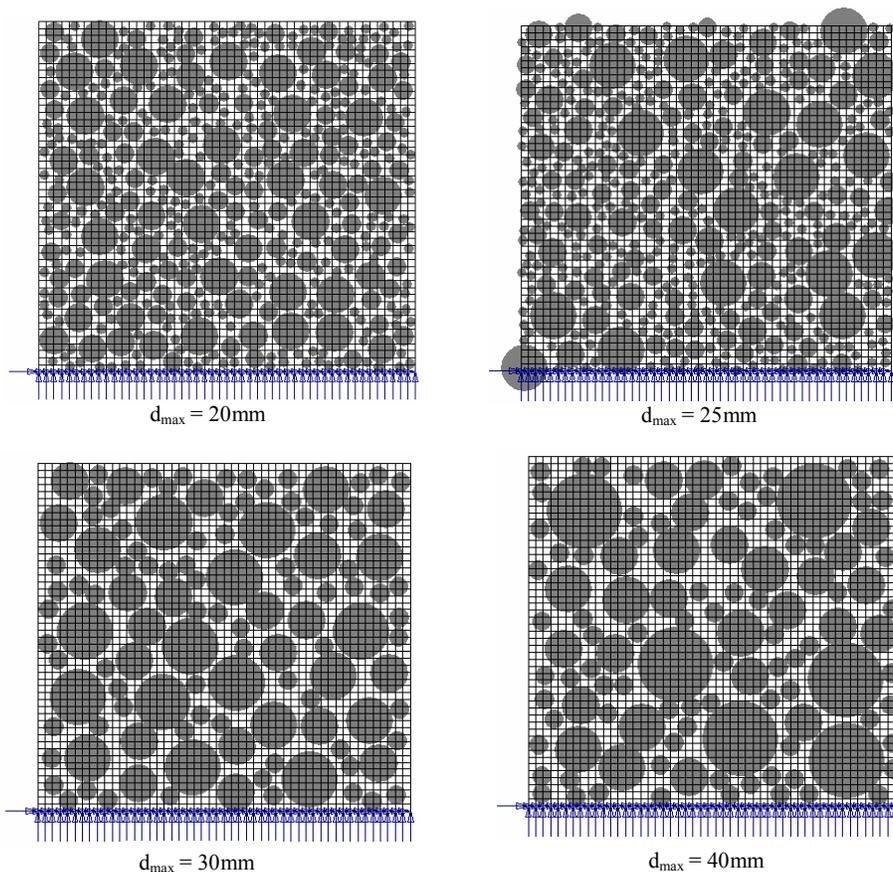


Figure II. 12: Maillage et géométrie de 4 cas étudiés (20, 25, 30 et 40mm).

La figure suivante présente l'évolution de la déformation mécanique et de l'endommagement pour les 4 tailles étudiées (20mm, 25mm, 30mm, et 40mm) en fonction de la température.

L'évolution de l'endommagement en fonction de la température et la taille ne semble pas avoir une grande influence sur le comportement jusqu' à 250°C mais on peut noter une légère diminution de l'endommagement quand la taille augmente au delà de 250°C.

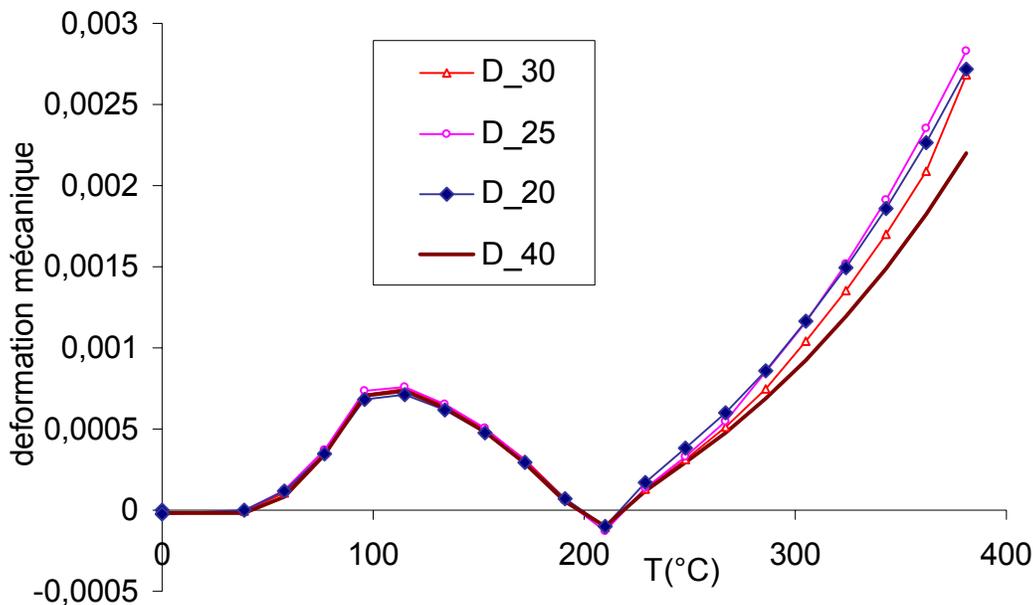


Figure II. 13: Évolution de la déformation mécanique locale en fonction de la taille des granulats et de la température

La déformation micromécanique n'est pas trop influencée par le diamètre des granulats pour des températures inférieures à 250°C. Mais au delà la différence entre les déformations des différentes tailles deviennent significatives et notamment à 400°C (Figure II. 13).

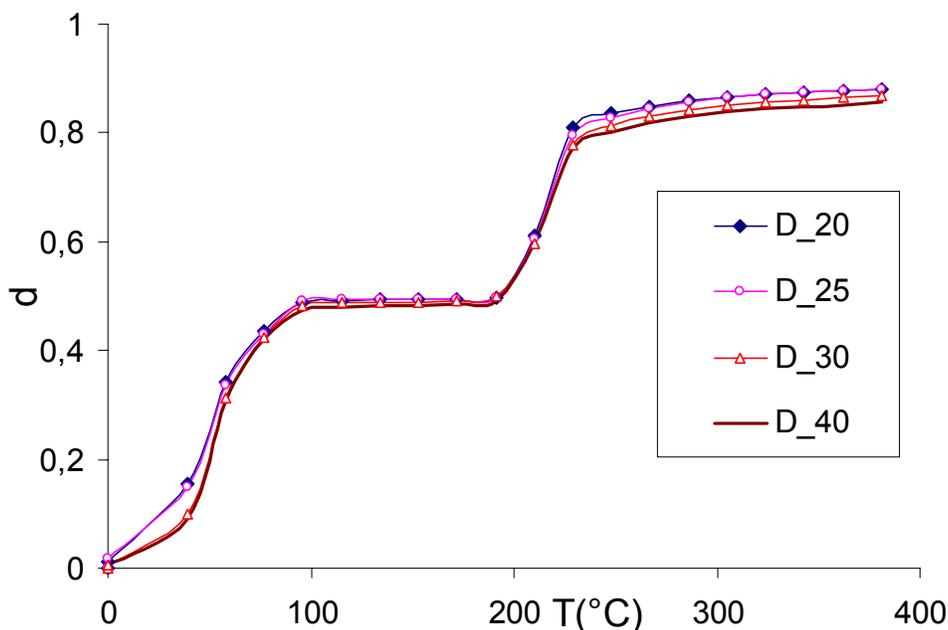


Figure II. 14: L'endommagement moyen d en fonction de la taille et de la température

Il en résulte finalement que dans la plage de diamètres [20-40mm] l'endommagement obtenu est indépendant du diamètre maximum des granulats (Figure II. 14)

2.3.4.3. Influence du pourcentage granulométrique sur l'évolution de l'endommagement thermique

Le pourcentage de chaque phase est un facteur important de l'étude. La rigidité du matériau et sa résistance dépendent fortement du volume des granulats utilisés dans la fabrication du béton. Cette étude nous permettra de suivre l'évolution de l'endommagement thermique dû à la dilatation différentielle entre les composants du béton en fonction du pourcentage de chaque phase.

Cette étude est réalisée sur un mortier de diamètre maximum de granulats de 6mm, portée à 400 °C. Pour homogénéiser le mortier, on considère deux phases : une représente la pâte de ciment comme phase homogène et l'autre la phase granulats. Le tableau ci-joint (Tableau II. 9) recense l'ensemble des caractéristiques mécaniques utilisées pour chaque phase dans les calculs [Wu-2000]. Nous avons pris une loi de variation en fonction de la température pour le coefficient de dilatation thermique de chaque phase, issue de la littérature [Died-1992] ().

Caractéristique	Valeur à 20°C	Phase associée
Module élastique (MPa)	20000	Pâte de ciment
	60000	granulats (50 à 65%)
Résistance en traction (MPa)	3	Pâte de ciment
	7	granulats (50 à 65%)
Energie de rupture G_f (N/mm)	0,1	Pâte de ciment
	0,12	granulats (50 à 65%)
Coefficient de poisson	0,2	Pâte de ciment
	0,2	granulats (50 à 65%)
Coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}C^{-1}$)	$1,6 \cdot 10^{-5}$	Pâte de ciment
	$3 \cdot 10^{-6}$	granulats (50 à 65%)

Tableau II. 9 : Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul.

Nous présentons ici, à titre d'indication, les résultats de l'endommagement moyen obtenus en fonction de la température pour 50, 60 et 65 % de phase granulats.

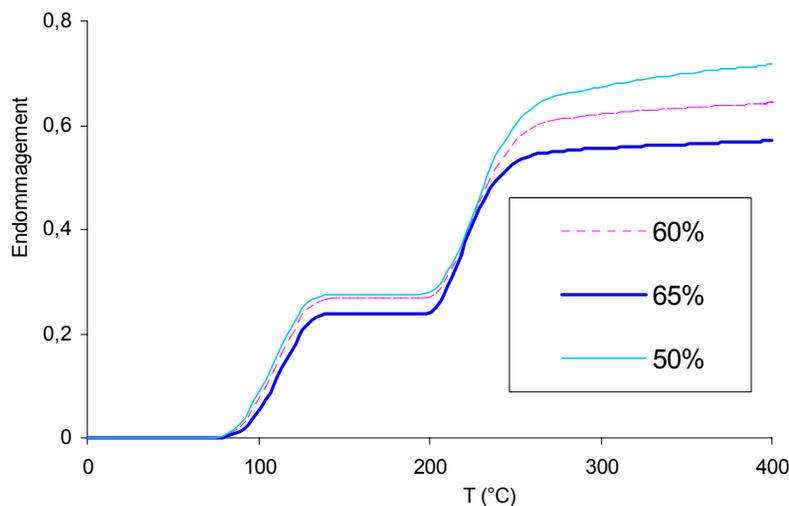


Figure II. 15: Évolution de l'endommagement dans un mortier en fonction du pourcentage granulométrique et de la température

Les résultats obtenus étaient prévisibles car l'endommagement diminue en augmentant le pourcentage de la phase granulaire. En effet, cette phase possède la rigidité la plus importante du matériau vis-à-vis la température.

Contrairement à la taille des granulats, le pourcentage influence l'endommagement à haute température. Entre les 50% et 65% de la phase granulat, la variation de l'endommagement augmente en fonction de la température. En effet, elle est de l'ordre de 10% jusqu'à 120°C qui augmente à 250°C (15 %) et devient 20% à 400°C (Figure II. 15).

2.4. **Conclusion :**

Dans cette étude, une nouvelle approche multi-échelles pour le comportement thermomécanique des matériaux cimentaires a été présentée.

Cette approche est basée sur l'utilisation de deux modèles d'endommagement, le modèle microscopique « Béton numérique » et le modèle macroscopique MODEV développés dans le code aux éléments finis SYMPHONIE.

L'exploitation du modèle multiphasique Béton Numérique (BN), et le modèle d'endommagement MODEV, implantés dans le code aux éléments finis SYMPHONIE, ont permis de montrer l'existence, à haute température, d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle entre la matrice cimentaire et les granulats.

Notons que la présente approche conduira à l'élaboration d'une loi rhéologique de comportement à chaud des bétons et constitue une des composantes importante pour l'étude du comportement au feu des structures, qui doit s'effectuer comme dit précédemment de manière graduelle.

L'identification des paramètres du modèle d'endommagement thermique est nécessaire pour quantifier l'endommagement thermique. Ainsi, parallèlement à l'investigation numérique, une étude expérimentale sera menée afin d'alimenter et d'identifier les modèle numérique.

Le manque des données expérimentales pour alimenter le modèle nous a conduit à concevoir des essais complémentaires afin de vérifier certaines hypothèses, de prendre en compte l'effet multi-échelles pour le modèle et d'identifier l'endommagement thermique à haute température.

3. Chapitre III

**Conception et optimisation d'une méthode expérimentale pour
l'identification de l'endommagement thermique**

3.1. Introduction

Peu de travaux traitent les propriétés de la rupture des matériaux à haute température. L'analyse des résultats obtenus par différents modèles montre que la variation de l'énergie de fissuration G_f est un paramètre important influençant la précision et la fiabilité des résultats de la simulation.

La première partie de ce chapitre, est consacrée à l'optimisation de la vitesse du chauffage des essais et aux calculs des contraintes internes

La deuxième partie de ce chapitre présente un programme expérimental conçu pour quantifier l'endommagement thermique et identifier les paramètres d'entrée du modèle d'endommagement thermique.

Le point central de ce programme est la détermination de l'évolution de l'énergie de fissuration des BHP en fonction de la température et de l'endommagement d'origine physicochimique qui a lieu dans la pâte de ciment.

Cette conception a été réalisée en prenant en compte l'approche multi-échelles de l'endommagement thermique pour la validation du modèle

3.2. Etude d'optimisation de la vitesse du chauffage des essais

3.2.1. Introduction

Un gradient thermique important dans une éprouvette en béton chauffée peut endommager le matériau, à cause des contraintes importantes induites par une différence de température importante entre la surface chauffée et le centre de l'échantillon.

La quantification de l'endommagement et la dégradation de la matière due uniquement à la température et pas au gradient thermique, ne peuvent être évaluées correctement qu'à travers des essais évitant ces gradients thermiques

Les vitesses de chauffage et de refroidissement ont été l'objet d'une attention particulière compte tenu du fait que l'on désire engendrer un endommagement d'origine thermique uniquement. En effet, des vitesses trop élevées engendreraient des gradients thermiques entre la surface et le cœur de l'éprouvette ; ces gradients thermiques seraient alors la cause de dilatations thermiques empêchées au sein du matériau qui, à cause des contraintes internes en résultant engendreraient un endommagement d'origine mécanique important.

Les gradients thermiques entre le cœur de l'éprouvette et sa surface ne pouvant être totalement éliminés (et ce, quelles que soient les vitesses considérées), des simulations de cycles de chauffage refroidissement ont été menées sur SYMPHONIE afin de déterminer les vitesses de chauffage et refroidissement à partir desquelles les contraintes dues au gradient deviennent négligeables.

Le béton peut subir des fissurations supplémentaires pendant le refroidissement lorsqu'on l'expose à l'air libre directement après chauffage Dias et al [Dias-1992]. Les travaux réalisés par Harmathy et al [Harm-1970], Noumowé [Noum-1996] montrent que le refroidissement n'engendre pas de modifications notables si la vitesse de chauffage est lente.

L'objectif de cette partie du chapitre III est d'apporter le maximum d'informations du point de vue simulations numériques sur l'influence de la vitesse de chauffage et de refroidissement sur le comportement thermomécanique du béton à haute température.

3.2.2. Optimisation du cycle de chauffage- refroidissement

La vitesse initialement retenue était de 1°C/min pour les phases de chauffage et refroidissement afin d'éviter les risques d'éclatement des BHP chauffés. Ce choix a essentiellement des justifications bibliographiques en effet les publications [Cast-1998], [Khou-1996], [Pimi-1996] montrent que des vitesses importantes (de l'ordre de 4°C/min) font souvent état d'écaillage important sur des éprouvettes de BHP.

Cette étude a pour but la simulation numérique du comportement thermomécanique d'un béton en vue d'une optimisation de la vitesse du cycle de chauffage- refroidissement ainsi que son palier. Le béton choisi pour cette optimisation est à haute performance à granulats silico-calcaires (M7SC) dont on connaît bien la composition et les propriétés thermiques et mécaniques. L'éprouvette choisie pour cette modélisation est de type prismatique (10*10*40 cm³). Nous avons testé plusieurs montées en

température allant de 0,5 à 1°C/min ; les résultats du calcul thermomécanique que nous présentons ici concernent les taux de chauffage de 0,5 et 1°C/min.

3.2.2.1. Modélisation de l'essai

Un chargement thermique est appliqué par l'intermédiaire d'une température imposée sur les toutes les faces d'une éprouvette prismatique 10*10*40 cm³.

Le chargement thermique comprend une phase transitoire avec une vitesse de chauffage de 1°C/min et un palier de 3 h pour atteindre le régime permanent.

Cet essai a été modélisé en mode de contrainte plane avec des éléments quadrilatères à 8 nœuds. Par raison de symétrie on ne considère que le quart de l'éprouvette lors de cette simulation. La durée de régime permanent est de 3 heures. La *Figure III. 1* présente les conditions aux limites et le maillage adopté pour le ¼ de la poutre prismatique

Les déplacements sont fixés suivants l'axe (ox) et (oy) (*Figure III. 1*).

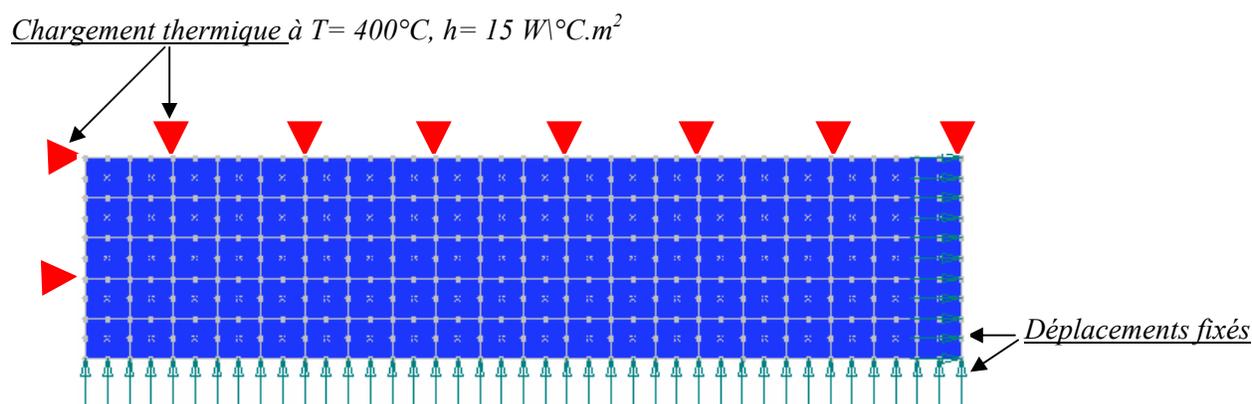


Figure III. 1. Conditions aux limites et maillage adopté

La courbes de montée en température adoptée pour cette modélisation est indiquée sur la *Figure III. 2*, par un cycle de chauffage et de refroidissement avec une la même vitesse de montée et de descente en température.

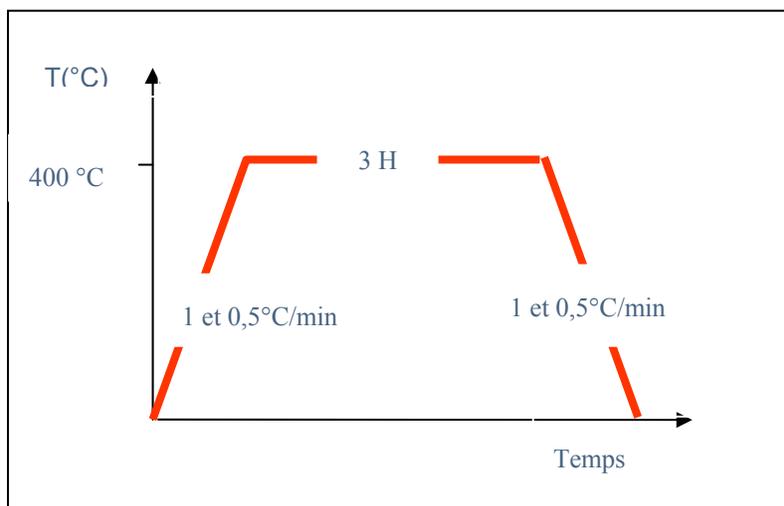


Figure III. 2: Cycle de chauffage et de refroidissement.

Les valeurs de la température au cœur et à la surface de la poutre dépendent fortement de la valeur du coefficient d'échange thermique global. Une méthode empirique prenant en compte la convection et la radiation [Adam-1973], nous a permis d'estimer un coefficient d'échange équivalent à $15 \text{ W/}^\circ\text{C.m}^2$.

3.2.2.1.1. Paramètres mécaniques et thermiques du modèle:

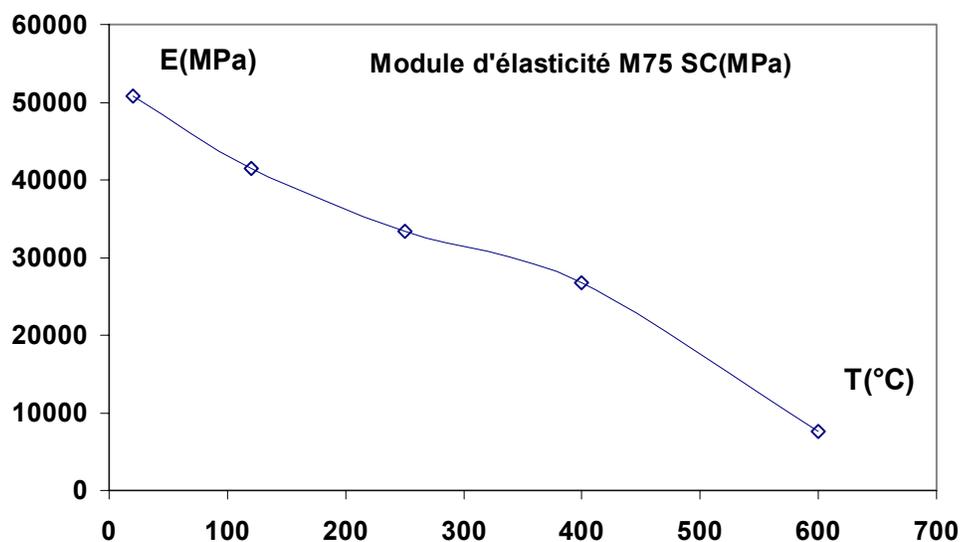
Les calculs de la température et des contraintes thermiques ont été réalisés en prenant en compte la non linéarité des paramètres thermomécaniques.

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour le béton M75SC sont données par le tableau ci-dessous (Tableau III. 1).

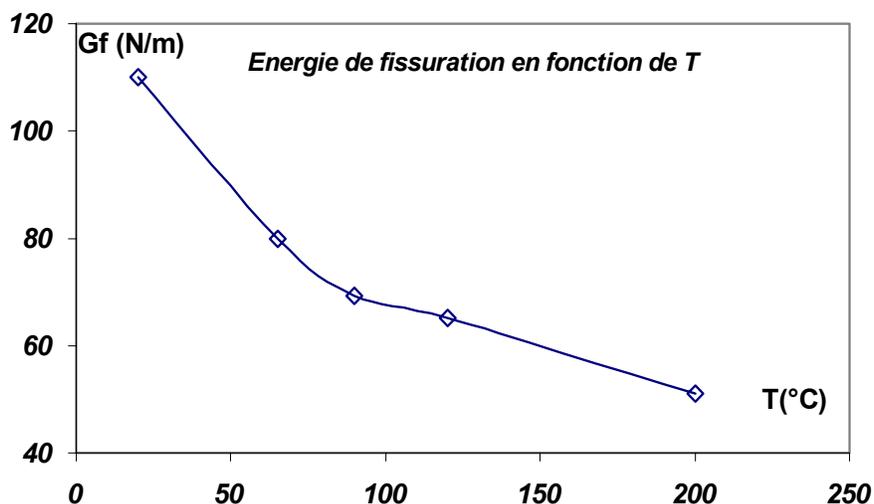
Paramètres mécaniques du M75 SC	Caractéristique à 20°C	Loi en fonction de T
Module de Young (MPa)	47800	Loi définie [Pimi-1996]:
Résistance à la traction (MPa)	3	Loi définie selon (DTU)
Coefficient de dilatation thermique ($^\circ\text{C}^{-1}$)	$1,1 \cdot 10^{-5}$	Constant
Coefficient de poisson	0,2	Constant
Masse volumique (Kg/m ³)	2500	Constant

Tableau III. 1: Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul cas un béton M75SC

La loi de variation est inspirée des travaux du projet national BHP2000 selon la courbe représentée ci-dessous [Pimi-1996]:



La loi adoptée pour l'énergie de fissuration en fonction de la température est celle proposée par Bazant & Prat [Baza-1988].



L'évolution des caractéristiques thermiques en fonction de la température a été également prise en compte pour la conductivité et la chaleur spécifique.

L'évolution de la capacité calorifique $C_p(T)$ est celle donnée par l'Eurocode 2 :

$$C_p(T) = 900 + 80 \left(\frac{T}{120} \right) - 4 \left(\frac{T}{120} \right)^2 \quad 20^\circ\text{C} < T < 1200^\circ\text{C}$$

La loi d'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température est celle donnée par les résultats expérimentaux de Kalifa [Kali-1998] pour un BHP (Figure III. 3).

En prenant en compte les échanges radiatifs et convectifs, le coefficient d'échange globale h a été estimé précédemment à $15 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$.

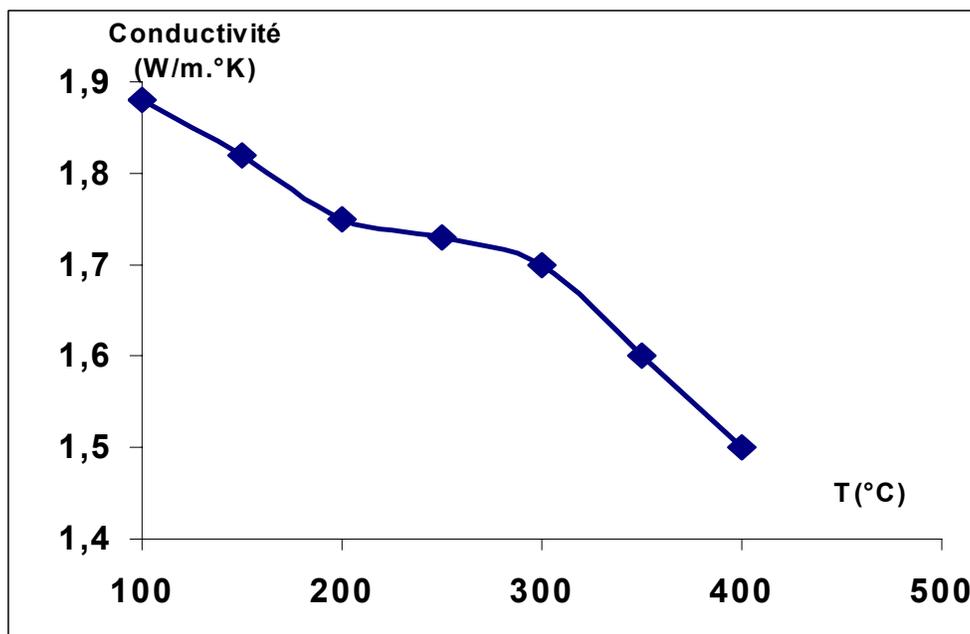


Figure III. 3: Conductivité en fonction de la température.

3.2.2.1.2. Choix du type d'éléments finis :

Sachant que les contraintes d'origine thermique sont surestimées par les éléments linéaires quadrilatères à 4 nœuds, nous avons opté pour les éléments quadrilatères à 8 nœuds caractérisés par des fonctions d'interpolation quadratiques.

La sensibilité de la solution numérique au comportement adoucissant du béton en traction et en compression est partiellement résolue en introduisant dans le modèle une énergie de fissuration évoluant en fonction de la température.

Une étude de sensibilité à la nature du maillage a été également réalisée. On a constaté que le maillage n'influence pas les résultats. Les résultats obtenus montrent concrètement cet aspect.

3.2.2.2. Résultats et analyses.

3.2.2.2.1. Résultats d'une montée en température de 1°C/min

Des simulations ont été menées avec les caractéristiques thermomécaniques du M75SC et avec un cycle de chauffage-refroidissement de 1°C/min , le résultat de répartition des températures sur le quart d'une éprouvette est représenté par les isovaleurs suivantes (Figure III. 4)

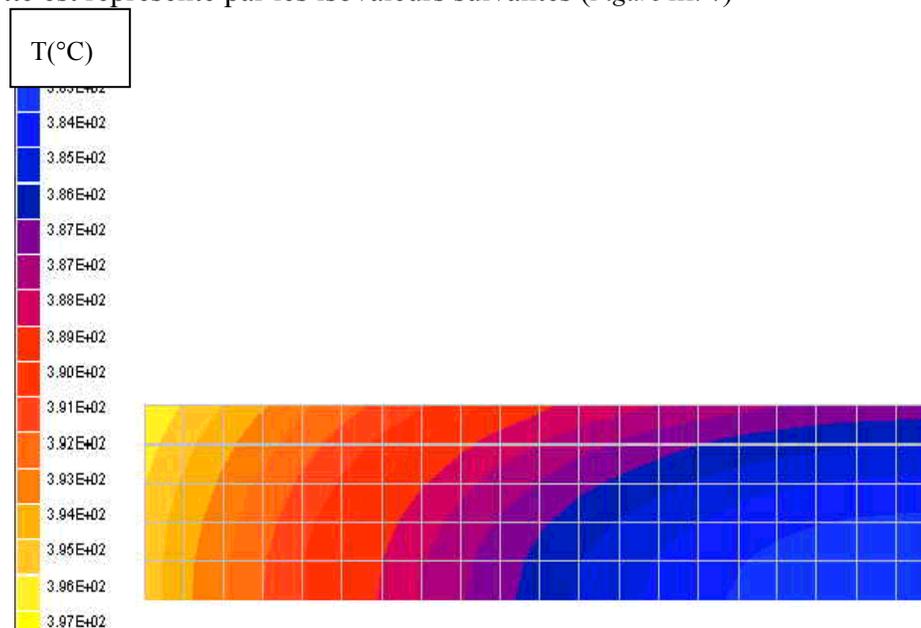


Figure III. 4 : Iso valeur de la température pour une vitesse de (1°C/min) sur ¼ de l'éprouvette.

Le gradient thermique est le résultat d'un calcul thermique transitoire pour montrer la différence de température entre la face chauffée et le cœur de l'éprouvette. La figure suivante montre l'évolution du gradient thermique en fonction du temps, la valeur atteinte est importante et de l'ordre de 28°C environ (Figure III. 5).

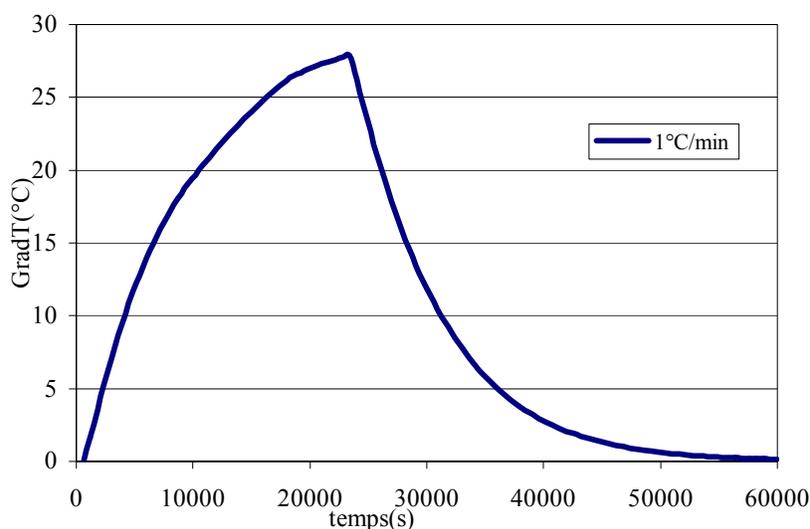


Figure III. 5: Évolution du gradient de température en fonction du temps (1°C/min).

Ce gradient a engendré des contraintes et des déformations importantes, le calcul mécanique nous a permis ainsi de voir l'état d'endommagement dû au gradient en fonction de la température. Les évolutions de l'endommagement et de la contrainte en fonction de la température ainsi que leurs iso valeurs sont présentées sur les figures suivantes (Figure III. 6 et Figure III. 7):

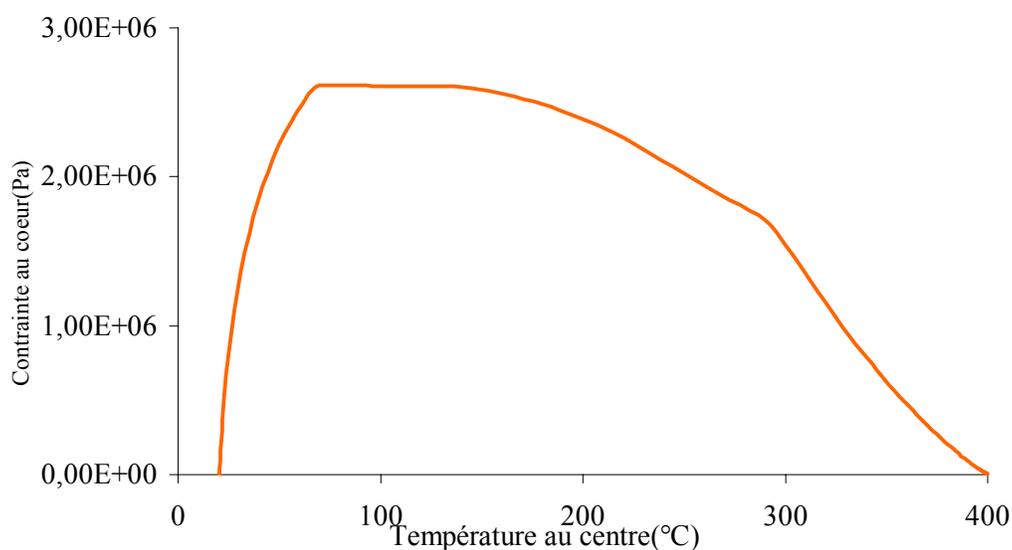


Figure III. 6: Contrainte en traction au cœur de l'éprouvette en fonction de la température

Les contraintes de traction sont très importantes : 2,6 MPa. Cela engendre un endommagement mécanique du matériau car il dépasse la résistance à la traction du béton.

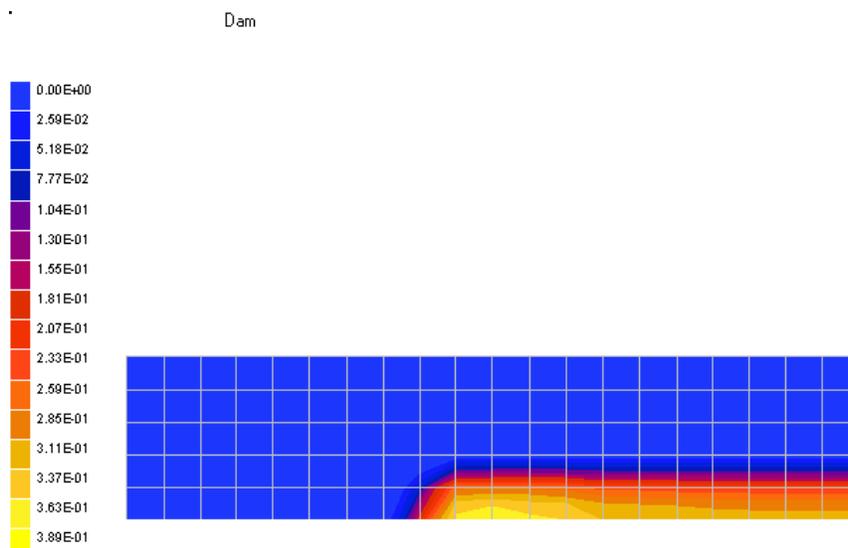


Figure III. 7: Isovaleurs de l'endommagement ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$)

Le gradient thermique engendre un état de contrainte de compression parallèle à la face chauffée. En effet, le matériau en béton subit une traction (état de traction tri axial) se situe au centre de l'éprouvette, tandis qu'à la surface chauffée l'on a de la compression (Figure III. 7).

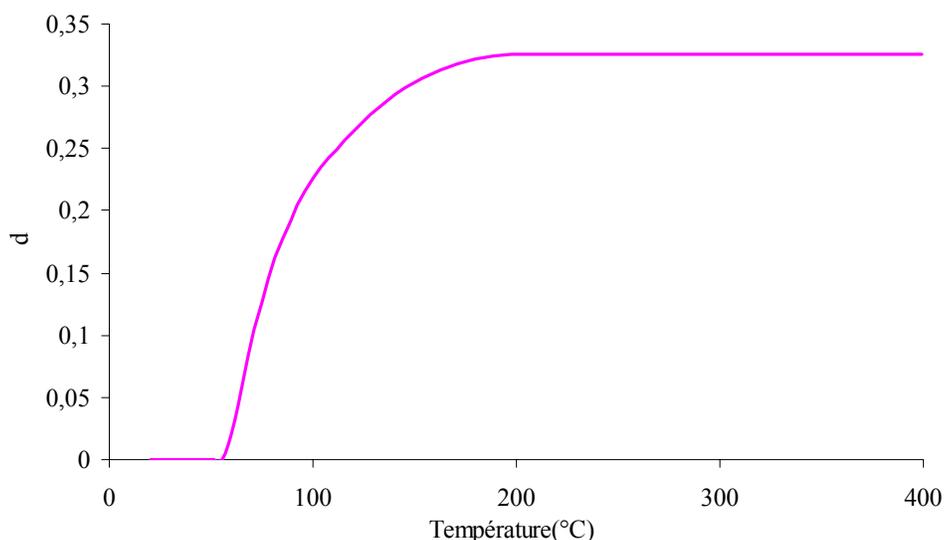


Figure III. 8: Evolution de l'endommagement en fonction de la température ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$).

3.2.2.2.2. Résultats d'une montée en température de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$

Malgré une vitesse de chauffage relativement faible ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$), recommandée par la RILEM, on a montré l'existence des contraintes de traction importante et par conséquent un endommagement de 33% environ dans l'éprouvette. La figure suivante (Figure III. 8) montre l'évolution de l'endommagement en fonction de la température :

Après avoir testé par simulation numérique plusieurs valeurs, la vitesse finalement retenue pour les phases de chauffage et refroidissement est de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

La distribution des températures pour une vitesse de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ est donnée ci dessous (Figure III. 9) :

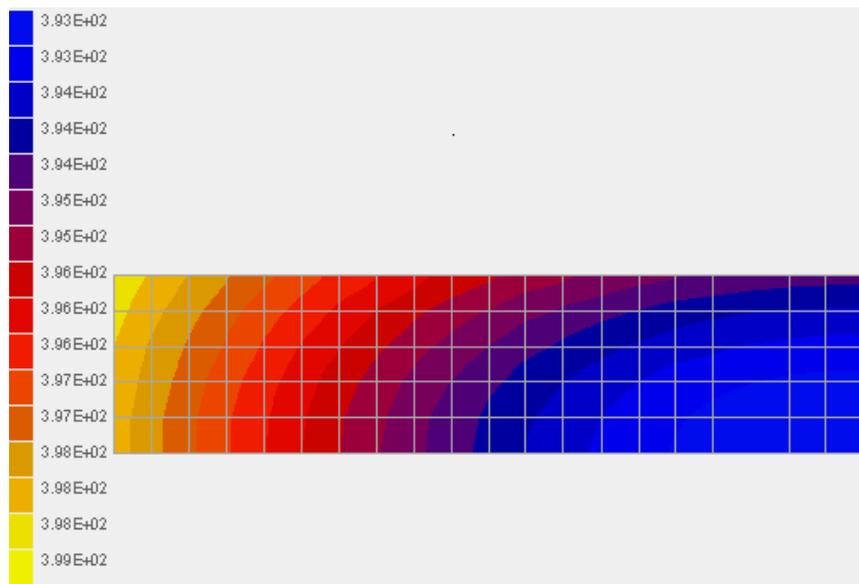


Figure III. 9: isovaleur de la température avec une montée en température de $0,5\text{C}/\text{min}$

Dans ce cas, l'écart maximum de température est de 14°C et la figure ci-après montre son évolution confrontée aux résultats d'un $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (Figure III. 10).

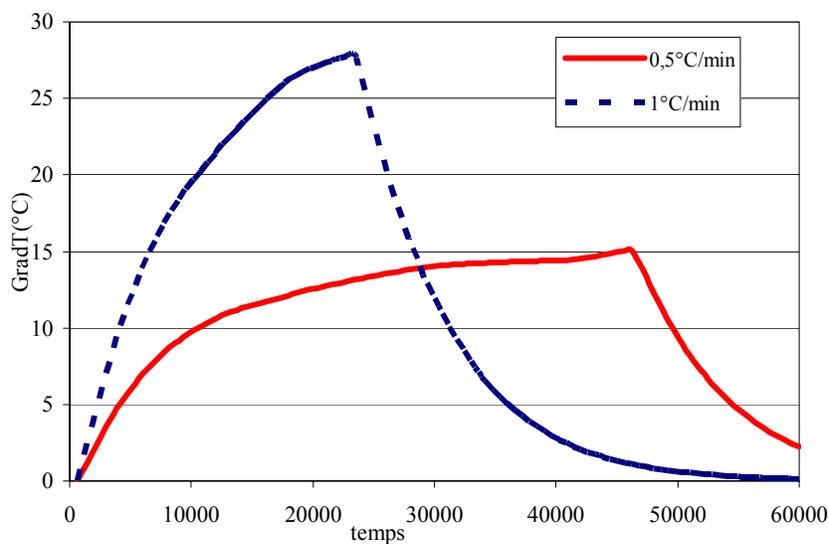


Figure III. 10: Résultats de simulation de gradient thermique entre la face et le cœur de l'éprouvette ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ et $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$).

Le calcul thermomécanique qui en résulte donne un endommagement d'origine mécanique nul. Les déformations et les contraintes existent mais ne sont pas assez importantes pour endommager le béton par gradient thermique. La figure suivante présente les isovaleurs trouvées pour les déformations et les contraintes obtenues avec $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ (Figure III. 11).

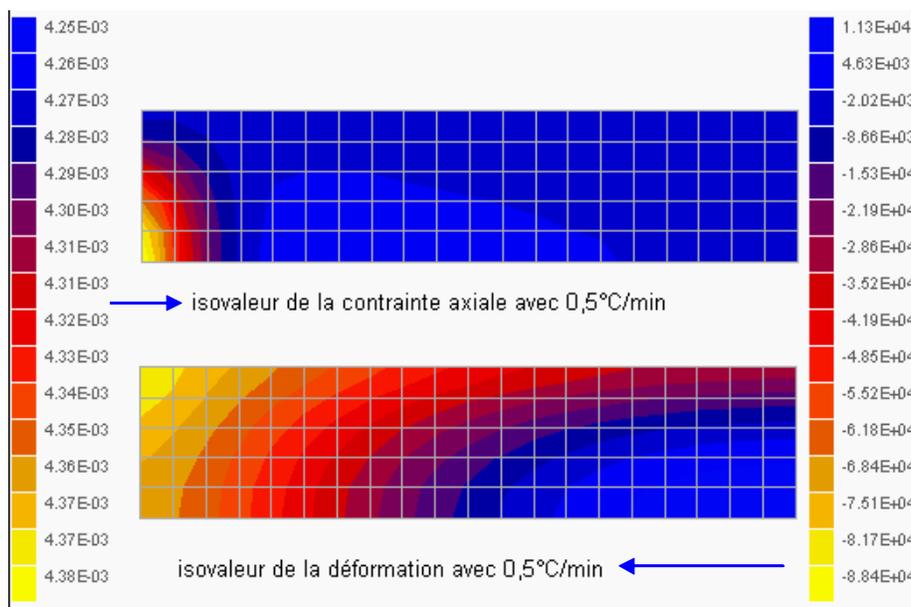


Figure III. 11 : Isovaleurs de la contrainte et de la déformation axiales en fonction de la température avec une vitesse de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$

On constate qu'avec une vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$, le gradient thermique engendre un endommagement mécanique de l'éprouvette. Pour y remédier, des simulations ont été menées avec une vitesse de chauffage plus faible, de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

Dans ce cas, l'écart maximum de température est de 14°C et le calcul donne un endommagement d'origine mécanique nul. Les contraintes de traction sont faibles par rapport aux résultats de la première vitesse de chauffage ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$). La figure suivante montre l'évolution de la contrainte axiale au cœur de l'éprouvette en fonction de la température :

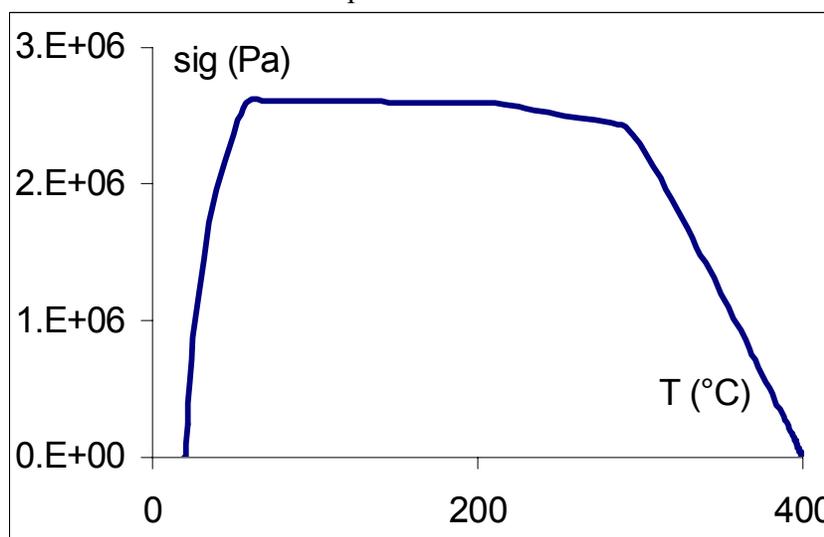


Figure III. 12 : l'évolution de la contrainte axiale au cœur de l'éprouvette avec la température ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$)

C'est donc la vitesse de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ qui a été retenue pour le cycle de chauffage de chaque éprouvette. De plus, l'étude sur SYMPHONIE de la répartition des températures pendant la phase de palier a montré qu'une durée de trois heures est nécessaire pour atteindre la quasi-uniformité des températures

dans l'éprouvette. Cette durée de palier a donc été adoptée pour assurer un endommagement plus homogène à l'intérieur des éprouvettes.

3.2.3. Conclusion :

Le but de cette optimisation est d'apporter quelques éléments de réponse à des questions qui concernent l'évolution de la contrainte thermique en fonction des gradients de température engendrés par certaines montées en température en se servant d'un calcul thermique transitoire non linéaire couplée à la mécanique de l'endommagement.

Sachant que le matériau en béton subit une traction (état de traction tri axial) qui se situe au centre de l'éprouvette, tandis qu'à la surface chauffée on a de la compression.

L'approche microscopique n'est pas prise en compte, mais l'endommagement est prédit de façon prématurée, la simulation menée jusqu'à présent permet une optimisation de la vitesse de chauffage et de prédire les champs de température de la surface à l'intérieur du matériau ainsi que l'état de contraintes. En effet le gradient thermique engendre un état de contrainte de compression parallèle à la face chauffée. Selon cette explication et d'autres approches suggérées depuis les années soixante [Sait1966], les dilatations thermiques des zones chaudes sont empêchées par les zones froides. Ceci engendre d'importantes contraintes de compression engendrant d'une part un écrasement du béton et d'autre part une instabilité des couches en surface. Finalement, il est à noter que certaines études mettent également en cause les modifications dimensionnelles engendrées par certaines transformations minéralochimiques qui se produisent à certaines températures [Ulm-1997].

Par ailleurs les essais mécaniques à haute température et les présentes simulations ont montré aussi qu'une simple valeur de contrainte à la rupture, préconisée par les normes (DTU, EUROCODE2), n'est plus un critère pour l'évaluation de la rigidité de ce matériau à haute température ainsi que les autres caractéristiques thermomécaniques.

3.3. Conception et identification expérimentale des paramètres du modèle

3.3.1. Introduction

Le travail expérimental réalisé en collaboration entre le pôle MOCAD/CSTB et le LMSC de l'université de Cergy-Pontoise a un double objectif : fournir d'une part les données expérimentales nécessaires à la modélisation numérique en déterminant les paramètres d'entrée du modèle d'endommagement thermomécanique et d'autre part confronter le comportement expérimental des matériaux cimentaires à haute température aux simulations numériques.

Ce travail expérimental traite de l'étude à haute température de l'énergie de fissuration et des caractéristiques mécaniques de 5 matériaux cimentaires à haute température, par des essais de flexion trois points. Les essais ont été réalisés après un cycle de chauffage- refroidissement optimisé; les caractéristiques mécaniques déduites sont donc résiduelles. Les matériaux testés sont les suivants :

Un béton ordinaire avec granulats calcaires (Résistance à la compression de 30 MPa)

2 bétons à hautes performances. (Résistance à la compression 75 MPa avec deux granulats différents calcaire et silico calcaire : M75C et M75SC)

Un mortier à hautes performances. (Résistance à la compression de 91,8 MPa)

Une pâte de ciment (Ciment CPA CEM I 52.5 de résistance à la compression de 81,8 MPa).

3.3.2. Programme expérimental

3.3.2.1. But et Champs d'application :

Pour ce programme on envisage d'étudier l'évolution de l'énergie de fissuration G_f , le module d'élasticité E , le paramètre d'écrouissage de l'endommagement B_t , et les paramètres de la mécanique de la rupture (le facteur d'intensité des contraintes K_I et la longueur caractéristique l_c) en fonction de la température.

Ce programme a aussi pour objectif, l'étude de l'influence de la nature des granulats (calcaire et silico calcaire) sur le comportement thermomécanique des BHP.

Le programme expérimental comporte 2 types d'essai :

- Essai thermique : tous les échantillons ont subi un cycle de chauffage-refroidissement à la température désirée. Les vitesses de chauffage refroidissement ont été préalablement optimisées
- Essai mécanique : essai de flexion 3 points réalisé après refroidissement des éprouvettes.

3.3.2.2. Echantillons et géométrie:

Les échantillons testés sont des poutres $400*100*100 \text{ mm}^3$ munies d'une encoche centrale (*Figure III. 13*). Les dimensions de la poutre, fonction de la taille des gros granulats, ont été choisies en s'inspirant des recommandations de la RILEM (voir Tableau III. 2) :

$d_{max}(mm)$	Hauteur $d(mm)$	Longueur $b(mm)$	Longueur $L(mm)$	Portée $l(mm)$
1-16	100 ± 5	100 ± 5	840 ± 10	800 ± 5
16-32	200 ± 5	100 ± 5	1190 ± 10	1130 ± 5
32-48	300 ± 5	150 ± 5	1450 ± 10	1385 ± 5
8-64	400 ± 5	200 ± 5	1640 ± 10	1600 ± 5

Tableau III. 2: choix de la géométrie

Selon la RILEM, il est recommandé de pratiquer l'encoche au moins un jour avant l'essai ; la profondeur maximale de l'encoche est de 50 mm pour une éprouvette de 100 mm de hauteur. 30 mm est la profondeur retenue pour les éprouvettes en béton ordinaire et BHP. Pour des raisons d'instabilité de l'essai, la profondeur a été augmentée à 50 mm (le maximum recommandé par la RILEM) pour les éprouvettes de pâte de ciment et de mortier.

Nous présentons ci-après les dimensions choisies (Figure III. 13).

Dimensions : $L*d*b = 400x100x100mm$.

Profondeur de l'entaille = 30 mm à 50 mm (dépend de la stabilité de l'essai).

Epaisseur de l'entaille $e = 4mm$.

Pour la longueur, on a opté, pour des raisons techniques, pour une longueur $L = 400$ mm au lieu d'une longueur de 800 mm recommandée par la RILEM.

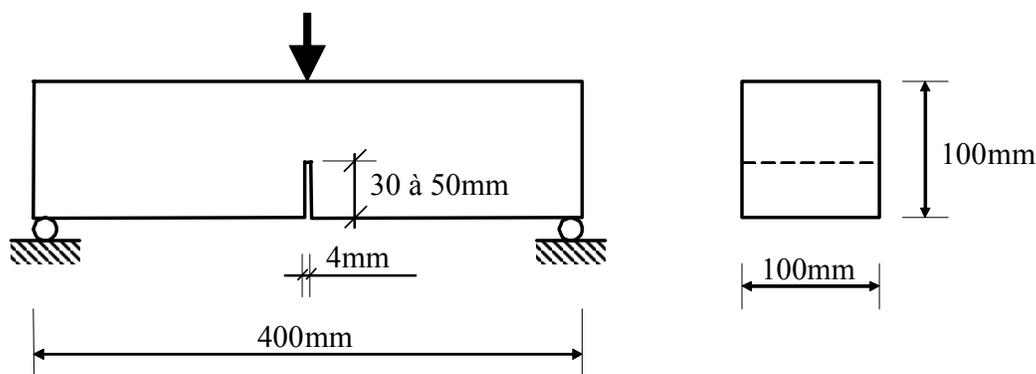


Figure III. 13: Géométrie des éprouvettes.

3.3.2.3. Choix de matériaux :

Les matériaux supports utilisés sont les BHP (M75C)(Tableau III. 5) et (M75SC) (Tableau III. 6) dont la fabrication est définie dans le document de De Larrard [Dela-1996] et dont les caractéristiques mécaniques ont été étudiées par Pimienta [Pimi-1999], ainsi qu'un mortier (Tableau III. 3) et un béton ordinaire utilisés dans les travaux de Kalifa et al [Kali-1997]. Les formulations de M75C et M75SC ont été établies pour l'ensemble du Projet National BHP 2000 par le LCPC (Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées). La formulation du béton ordinaire (Tableau III. 7) M30C a été établie au CSTB. La pâte de ciment (Tableau III. 4) est la même que celle utilisée pour les BHP (M75C et M75SC) : CPA CEMI 52.5

Mortier E/C=0,3	kg/m3	kg théo/gachées	teneur en eau%
Boulonnais 12.5/20	0	0	3,5
Boulonnais 5/12.5	0	0	3,5
Boulonnais 0/5	739	222	7,8
Seine 0/4	727	218	5,9
Fumée de silice	37	11	
Ciment CPA 52.5	602	181	eau aggr
Eau d'ajout	219	66	32
Résine GT (liquide)	10,00	3,00	

Tableau III. 3: Composition du mortier à haute performance

Pâte de ciment E/C=0,3	kg/m3	kg théo/gachées	teneur en eau%	kg prati/gachées
Boulonnais 12.5/20	0	0	3,5	0
Boulonnais 5/12.5	0	0	3,5	0
Boulonnais 0/5	0	0	3,5	0
Seine 0/4	0	0	3,5	0
Fumée de silice	86	26		
Ciment CPA 52.5	1402	421	eau aggr	eau d'ajout
Eau d'ajout	506	152	0	152
Résine GT (liquide)	10,00	3,00		

Tableau III. 4: Compositions de la pâte de ciment à haute performance

M75SC E/C=0,3	kg/m ³	kg théo/gâchées	teneur en eau%	kg prati/gâchées
4/20 La Brosse	1107	332,100	0,10	332,432
Bouaffles 0/4	738	221,400	2,67	227,310
Fumée de silice	45,1	13,530		
Ciment CEM I 52,5	450	135,000	eau aggr	eau d'ajout
Eau d'ajout *	148	44,400	6	38,158
Plastifiant	11,25	3,375	G+S+F+C gachée	702

Tableau III. 5: composition du BHP-M75SC, à granulats silico-calcaires

M75C E/C=0,3	kg/m ³	kg théo/gâchées	teneur en eau%	kg prati/gâchées
Boulonnais 12.5/20	579	173,70	1,6	176,52
Boulonnais 5/12.5	465	139,50	1,6	141,77
Boulonnais 0/5	442	132,60	1,6	134,76
Seine 0/4	435	130,50	1,6	132,62
Fumée de silice	22	6,60		
Ciment CEM I 52,5	360	108,00	eau aggr	eau d'ajout
Eau d'ajout *	136	40,80	9	31,429
Plastifiant	12	3,60	G+S+F+C gachée	690,900

Tableau III. 6: composition du BHP-M75C, à granulats calcaires

M30C E/C=0,52	kg/m ³	kg théo/gâchées	teneur en eau%	kg prati/gâchées
Boulonnais 12.5/20	514	41,12	2,9	42,30
Boulonnais 5/12.5	514	41,12	2,9	42,30
Boulonnais 0/5	401	32,08	2,9	33,00
Seine 0/4	401	32,08	2,9	33,00
Ciment CEM I 32,5	350	28,00	eau aggr	eau d'ajout
Eau d'ajout *	181	14,48	4	10,263
Plastifiant	0	0,00	G+S+F+C gachée	174,400

Tableau III. 7: composition du béton ordinaire M30C, à granulats calcaires.

3.3.2.4. Conditions de conservation :

Les échantillons étaient conservés à une température de 20°C et une humidité de 50%. Le démoulage est fait 24 heures après moulage, l'âge des éprouvettes au moment de l'essai est de 90 jours.

Les modalités de fabrication que nous allons suivre sont celles définies dans le document de De Larrard [Dela-1996] Nous les rappelons brièvement ci-après :

- Prémouillage du malaxeur ou nettoyage lorsque qu'une autre gâchée avait été fabriquée immédiatement auparavant,
- Préparation du mélange eau/adjuvant : un tiers de la dose de superplastifiant a été pesé séparément et mélangé à l'eau avec le retardateur,
- de T0 à T0 + 1' : malaxage à sec des constituants solides (granulats, ciment, fumée de silice),
- de T0 + 1' à T0 + 1'30" : ajout du mélange eau/adjuvant,
- de T0 + 1'30" à T0 + 3'30" : malaxage,
- de T0 + 3'30" à T0 + 3'45" : ajout des 2/3 restants du superplastifiant (le malaxeur continuant à tourner),
- de T0 + 3'45" à T0 + 5' : fin du malaxage,
- de T0 + 5' : Vidange du malaxeur.
- Le béton a été coulé dans des moules cylindriques en plastique en deux couches, chaque couche a été vibrée à l'aiguille (10" pour la première couche, 15" pour la seconde).

3.3.2.5. Confection de l'entaille

Les éprouvettes de flexion ont une entaille de profondeur comprise entre 30 et de 50 mm (cf paragraphe 3.3.2.2.). L'entaille peut être pratiquée de deux manières :

- Dès le coulage, en plaçant une cale de hauteur et largeur désirées dans le moule servant au coulage de l'éprouvette.

- Sur éprouvette durcie, en pratiquant une encoche à l'aide d'une scie à eau diamantée.

La première technique présente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre et celui de pouvoir pratiquer une encoche dont la pointe est de section triangulaire ce qui permet une meilleure concentration des contraintes en fond d'encoche et donc une initiation de la fissure plus localisée. Cependant, le fait de disposer une cale dans le moule peut créer un effet de paroi empêchant la bonne répartition des granulats à l'intérieur de l'éprouvette et être la cause de fortes hétérogénéités.

La seconde technique n'est pas très difficile à mettre en œuvre (à condition de posséder une scie à eau diamantée, ce qui est le cas au LMSC). Elle présente quant à elle l'avantage d'induire, par le frottement de la lame de la scie sur le matériau, une micro-fissuration de ce dernier qui facilite les amorces de fissures.

La littérature [Baza-1988], [Stab-1997] et [Fele-1998] montre que les deux techniques sont employées par les différentes équipes de recherche. Nous avons choisi de pratiquer les encoches à l'aide d'une scie à eau pour deux raisons principales :

- Du point de vue de la mécanique de la rupture, l'encoche pratiquée au moulage s'apparente davantage à une modification de la géométrie de l'éprouvette qu'à une amorce de fissure. Alors que le fait de scier les éprouvettes une fois durcies crée une micro-fissuration dans le matériau qui peut quant à elle être apparentée à des amorces de fissures.

- Le projet de recommandation de la RILEM [Rilem-1986] propose de ne ménager les encoches au coulage que dans la mesure où le sciage ne peut être effectué convenablement.

3.3.2.6. Conditions de l'essai de flexion trois points

La machine doit permettre d'effectuer des essais stables, un essai peut être considéré comme stable si la charge appliquée et la déformation de l'échantillon évoluent lentement tout au long de l'essai.

Le déplacement du point d'application de la charge sera déterminé par rapport à une ligne définie par deux points de la poutre situés au-dessus des appuis, les déformations non élastiques de ces points doivent être inférieures à 0.01 mm.

Les déplacements ont été mesurés avec une précision de 0.01 mm.

La vitesse de chauffage doit être suffisamment lente et contrôlée (0.5 à 1°C/min) pour éviter les effets du gradient durant le processus du chauffage.

Afin d'éviter les effets d'une rehumidification à l'hygrométrie ambiante sur les propriétés résiduelles du béton, les éprouvettes ont été refroidies lentement à la température désirée (0.5 à 1°C/min).

On place les thermocouples dans des trous percés dans les éprouvettes de façon à enregistrer en continu la distribution de la température.

Chaque éprouvette sera chauffée jusqu'à la température désirée, en vérifiant qu'on a atteint l'uniformité de la température à travers l'éprouvette. Pour mesurer des propriétés résiduelles à froid, l'éprouvette sera ensuite refroidie jusqu'à la température ambiante, pour subir enfin l'essai mécanique de flexion trois points.

3.3.2.7. Choix des températures d'essai

Les températures d'essai seront 20, 120, 250, 400 °C.

La température 120 °C a été choisie pour encadrer la température de vaporisation de l'eau dans le matériau.

Les essais à 250 et 400°C ont été choisis pour mieux connaître les multiples transformations physico-chimiques qui peuvent arriver dans le matériau, ainsi que pour pouvoir comparer nos résultats avec ceux d'autres auteurs.

Notons qu'entre 200 et 300 °C plusieurs phénomènes physico-chimiques se passent [pic de porosité du BO, densification (due à l'hydratation complémentaire, et la carbonatation du portlandite en condition d'auto-clivage interne), éclatement des BHP, début de macrofissuration...].

3.3.2.8. Procédure à suivre pour mesurer le G_f

Rappelons que l'essai doit être réalisé à une vitesse de déplacement faible, de manière à obtenir correctement la partie post-pic de la courbe Force- déplacement.

Pendant l'essai, le poids de la poutre, du dispositif d'application du chargement, et l'aire du ligament ont été mesurés.

L'énergie de fissuration sera calculée selon la formulation suivante, recommandée par la RILEM :

$$G_f = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lig}} \quad (\text{N/m}) \text{ ou } (\text{J/m}^2) \quad (\text{Eq: III. 1})$$

W_0 : aire limitée par la courbe (F, δ) en (N/m).

m : masse propre de la poutre. (Kg)

g : accélération de la pesanteur. (9,81 m2/s)

δ_0 : Flèche à la rupture totale de la poutre. (m)

A_{lig} : Aire de ligament (projection de la zone de rupture sur un plan perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre).

Cependant l'effet du poids de la poutre peut être éliminé si la longueur de la poutre est le double de la distance entre les deux appuis.

L'énergie de rupture est alors directement déterminée par la relation :

$$G_f = \frac{W_0}{A_{lig}} \quad (\text{Eq: III. 2})$$

où

$$A_{lig} = b * (d - a) \quad (\text{Eq: III. 3})$$

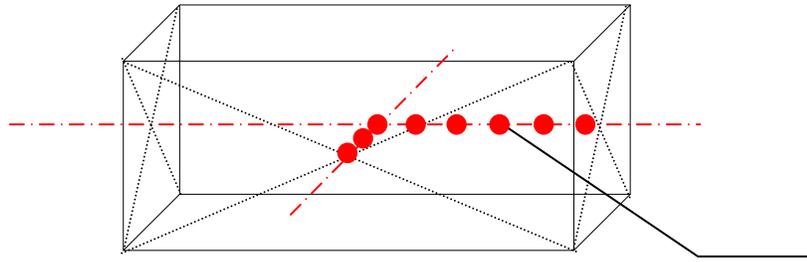
d et b sont respectivement la hauteur et la largeur de la poutre et a représente la longueur de l'entaille.

Mesures de variations des poids des éprouvettes :

Pour chaque essai, le poids de l'éprouvette a été mesuré, avant, pendant et après le chauffage, afin d'évaluer la perte de masse d'eau libre dans les éprouvettes.

3.3.2.9. Mesures de gradients thermiques au sein d'une éprouvette

Comme abordé en présentation, le programme expérimental comprend aussi une mesure de gradient thermique à l'intérieur des éprouvettes. Cette mesure permettra de contrôler les différences de température entre les faces chauffées et le cœur des éprouvettes.



Thermocouples

Figure III. 14: position des thermocouples au sein de l'éprouvette

Les thermocouples ont été fixés sur un bâti en bois, solidaire du moule, et ont été introduits dans le béton frais à l'aide d'une tige en acier (Figure III. 14).

Lors de son passage dans le four, l'éprouvette est équipée de thermocouples sur chaque face pour mesurer la température de contact avec l'air ambiant.

3.3.3. Mise au point de l'essai de flexion trois points

La détermination de l'énergie de fissuration par un essai de flexion trois points nécessite une bonne lecture de la phase post-pic de la courbe effort-déplacement. Ceci implique :

Tout d'abord d'avoir un essai stable, c'est à dire une évolution suffisamment lente de l'effort en fonction du déplacement pour pouvoir enregistrer des points sur la partie décroissante de la courbe.

Mais aussi d'avoir une mesure de déplacement précise pour réduire au maximum l'incertitude sur la flèche (les flèches maximales attendues étant inférieures à 0,1 mm).

Ces deux points étant essentiels pour la réussite de l'essai, une étude bibliographique des publications sur ce type d'essais a été réalisée. Il a été noté que la vitesse de chargement est un facteur déterminant et que le pilotage de l'essai en ouverture de fissure permet une meilleure stabilité. La précision de la mesure de flèche est aussi un facteur déterminant quant à la qualité des résultats.

La presse dont dispose le LMSC pour la réalisation de cet essai est une presse électromécanique Deltalab d'une capacité de 50 kN et dont le pilotage de la traverse peut s'effectuer avec un extensomètre. La course de l'extensomètre est $l_{tot} = 30$ mm, la précision de mesure du capteur est de $0,5 \mu\text{m}$. C'est une précision relativement suffisante pour les mesures de flèches ($\cong 0,1$ mm) mais légèrement faible pour les mesures d'ouvertures de fissures (l'ouverture peut être de l'ordre de $10 \mu\text{m}$ au moment du pic).

Il faut ajouter aussi que cette machine d'essai ne possède qu'une seule voie d'acquisition ; c'est à dire qu'elle ne permet d'acquérir qu'un seul extensomètre. Il est donc exclu de piloter l'essai en ouverture de fissure tout en mesurant la flèche à l'aide d'un deuxième extensomètre.

Certaines publications faisant état d'essais stables pilotés en flèche, le choix suivant a été fait : l'essai sera piloté en flèche en la mesurant grâce à un extensomètre et en cas d'instabilité même à des vitesses lentes, il sera alors piloté en ouverture de fissure et la flèche sera mesurée avec le capteur de déplacement interne de la presse. Cependant, la mesure de flèche à l'aide du capteur de déplacement interne de la machine est relativement peu précise. En effet l'erreur sur le déplacement mesuré à l'aide de la machine est supérieure à 0,1 mm, à cette erreur intrinsèque de la machine, il faut ajouter d'autres sources d'imprécisions telles que l'enfoncement des appuis, la déformation globale de la machine au cours de l'essai... D'où l'intérêt de la conception d'un bâti permettant de mesurer la flèche directement sur l'éprouvette à l'aide d'un extensomètre (*Figure III. 15*) [Pina-2003].

Sur la photo ci-après (*Figure III. 15*) nous présentons les capteurs et la position de la charge, pour l'essai de flexion trois points réalisé pour mesurer l'énergie de fissuration.



Figure III. 15: Dispositif expérimental, bâti, machine de flexion

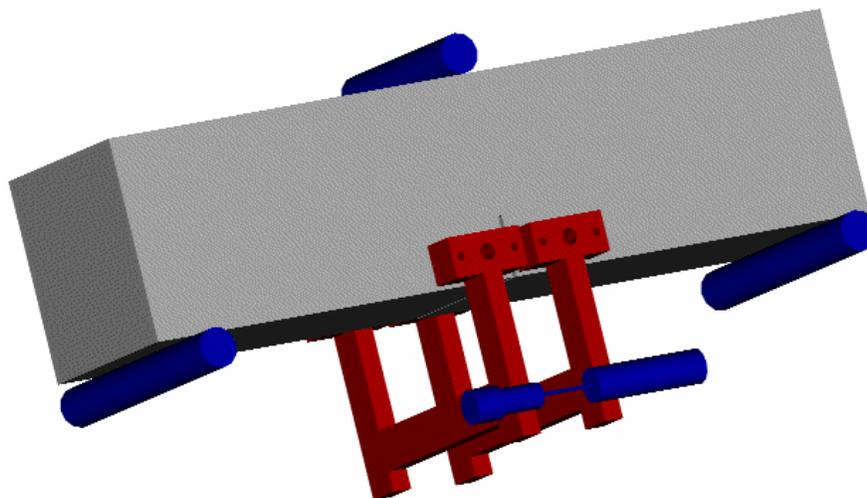


Figure III. 16: Représentation en perspective du dispositif (pilotage en ouverture de fissure).

3.3.4. Résultats expérimentaux de l'essais de flexion trois points

3.3.4.1. Pâte de ciment et mortier HP

Les résultats que nous présentons dans cette partie concernent les propriétés thermomécaniques des éprouvette en pâte de ciment HP ($f_c = 81$ MPa) et en mortier HP ($f_c = 91.8$ MPa) testées à 20 °C après avoir subi un cycle de chauffage- refroidissement ayant une température palier de 120, 250 ou 400°C avec une vitesse de chauffage et de refroidissement de 0.5°C/min.

Le gradient de température a été mesuré au cours des essais, et comme prévu par la simulation, avec une vitesse de 0.5 degré/minute il ne dépasse pas 15°C pour une température en palier de 400°C. Aucun écaillage ou éclatement d'éprouvette n'a été observé au cours de chauffage-refroidissement pour les 5 matériaux étudiés, les contraintes résultant du gradient thermique et de la pression vapeur d'eau dans les éprouvettes au cours du cycle chauffage-refroidissement sont inférieures à la contrainte ultime de rupture du matériau, ceci montre que la vitesse des essais a été correctement optimisée par simulation.

3.3.4.1.1. Variation du poids des éprouvettes de la pâte de ciment et du mortier avec la température.

Vu l'importance de la partie hydrique dans les phénomènes de transport de chaleur et de masse, nous avons également étudié l'évolution de la perte de masse au cours des essais.

La perte de masse a été obtenue en mesurant la masse de l'éprouvette avant et après le cycle de chauffage refroidissement. Le bilan de masse nous a permis ensuite d'avoir l'évolution de la masse d'eau évaporée en fonction de la température comme le montre la figure suivante (Figure III. 17).

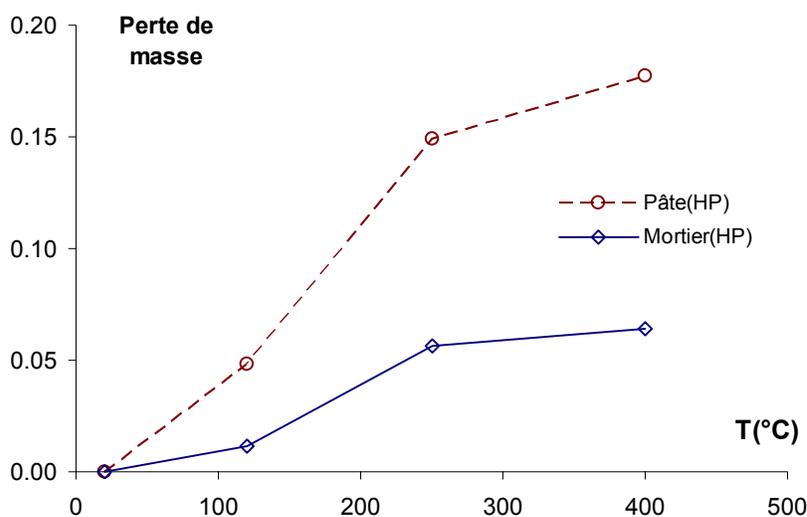


Figure III. 17: Perte de masse en fonction de T.

Nous avons noté aussi que lors des cycles de chauffage les éprouvettes de ciment HP ont subi un retrait important, de l'ordre de 3 mm à 250°C et 6 mm à 400°C.

3.3.4.1.2. Courbes charge – flèche :

Les figures (Figure III. 18 et Figure III. 19) montrent la variation de la charge en fonction de la flèche pour les 4 températures testées. L'évolution constatée pour la pâte montre un comportement fragile à

20 °C contrairement à 120°C, 250 et à 400°C. On note à 120°C un changement radical de comportement caractérisé par une très grande ductilité.

A 20°C, les essais menés sur le mortier sont plus stables que ceux correspondants à la pâte de ciment. Comme pour la pâte, les essais réalisés après les cycles à 120, 250 et 400°C étaient plus stables qu'à 20°C. Les courbes force-déplacement obtenues (Figure III. 18 et Figure III. 19) illustrent ces constatations et permettent ainsi de déduire l'énergie de fissuration en fonction de la température en calculant l'aire sous la courbe.

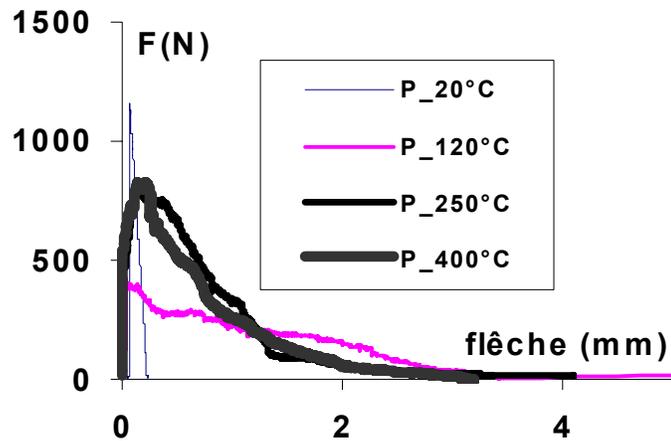


Figure III. 18 : Charge flèche (pâte ciment) en fonction de T

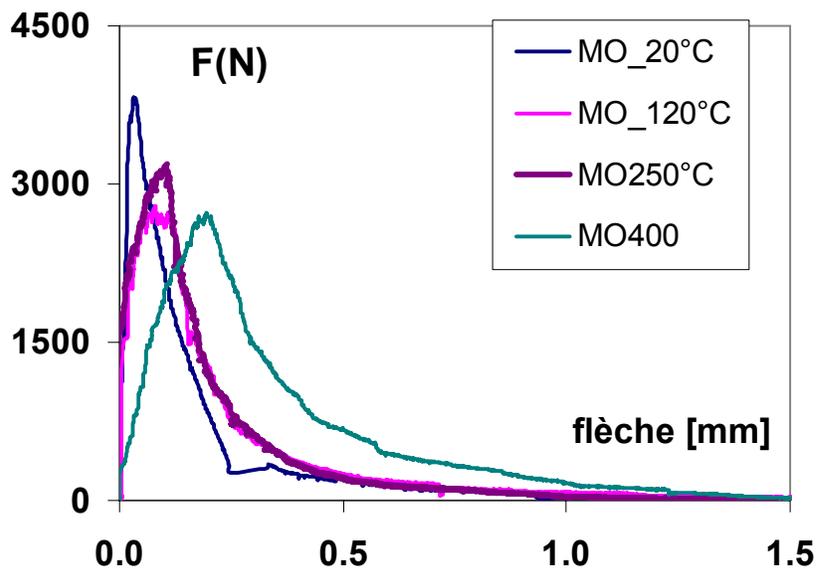


Figure III. 19 : Charge flèche du mortier en fonction de T

3.3.4.1.3. Energie de fissuration.

Les résultats obtenus pour la pâte de ciment montrent une très forte augmentation de l'énergie de fissuration à 120°C puis une évolution quasi stable entre 250 et 400°C (Figure III. 20). Pour le mortier HP, on constate également une augmentation relative de l'énergie de fissuration, allant jusqu'à 200% à 400°C.

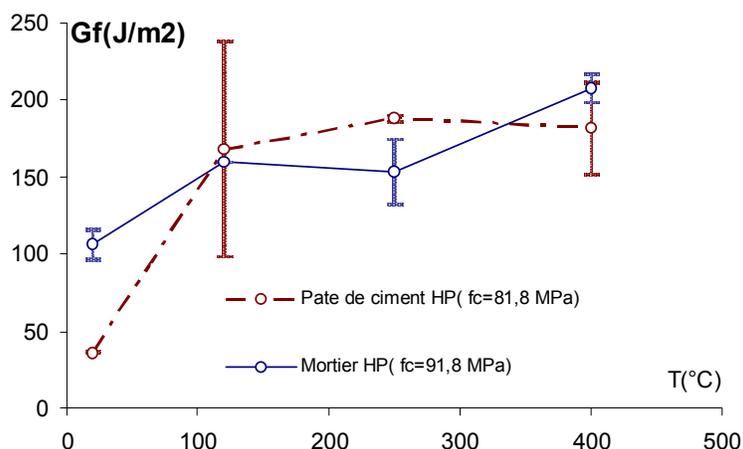


Figure III. 20: Gf pâte de ciment et mortier en fonction de T

- **Comportement à froid :**

On constate que le comportement à froid de la pâte de ciment est fragile comparé à celui du mortier. Ceci se traduit par une faible énergie de fissuration. Le mortier a un comportement plus ductile que la pâte car il présente plus de défauts donc plus d'hétérogénéités.

- **Comportement à haute température :**

L'aire sous la courbe devient plus importante à haute température. Le changement radical dans le comportement de la pâte de ciment peut être dû à des effets suivants:

Des réactions chimiques fortes qui se produisent à haute température au sein de la pâte (déshydratation) qui conduit à la création d'un micro-réseau de défauts. Ceci induit une hétérogénéité supplémentaire d'où une énergie de fissuration plus importante.

L'augmentation de ces surfaces de rupture en fonction de la température sera confirmée par les mesures qui seront présentées dans le paragraphe suivant.

3.3.4.1.4. Evolution de la surface fissurée des éprouvettes en pâte de ciment et de mortier après un cycle chauffage refroidissement

Dans cette partie, on étudie l'évolution en fonction de la température de la surface fissurée des éprouvettes en pâte de ciment et en mortier.

Les observations des faciès de rupture obtenus après le cycle de chauffage-refroidissement montrent une grande rugosité de ces surfaces à haute température. Une microfissuration assez importante a été constatée sur les éprouvettes de pâte à leur sortie du four et notamment à 120°C. La Figure III. 21 présente les faciès de rupture de ce même matériau dans le cas non chauffé et le cas chauffé à 400°C. La diminution de fragilité due au chauffage constatée sur la photo de la pâte à 400°C (Figure

III. 21), peut être expliquée d'une part par l'augmentation des irrégularités des surfaces de faciès de rupture, et la pré-microfissuration due au chauffage d'autre part. En effet les fissures ne suivent plus le chemin pré-initié par l'entaille et la propagation de la fissure devient moins "rectiligne" et donc une surface de rupture plus importante. Les photos prises avant et après chauffage montrent un grand réseau de microfissures dans la pâte de ciment et un état d'endommagement thermique important de ce matériau. Sa surface de rupture est devenue très importante à 120°C et à 400°C. Ceci peut expliquer en partie l'augmentation de la ductilité de ce matériau en fonction de la température.

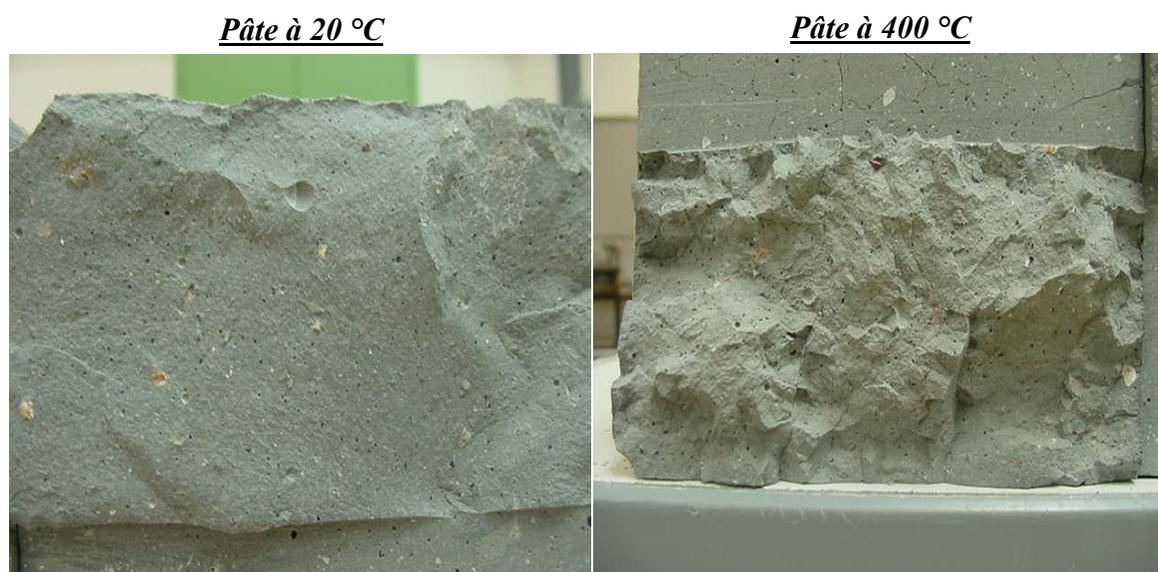


Figure III. 21: Différence entre les faciès de rupture de la pâte non chauffée et chauffée à 400°C

Une méthode de mesure classique de la surface rugueuse nous a permis d'avoir une idée de la surface de rupture globale après l'essai. Cette manipulation ressemble à un maillage de surface, elle consiste à coller des fils fins sur la longueur et largeur de la surface fissurée.

Le schéma suivant montre le principe de la technique de maillage de surface fissurée que nous avons procédé pour calculer la surface fissurée à haute température.

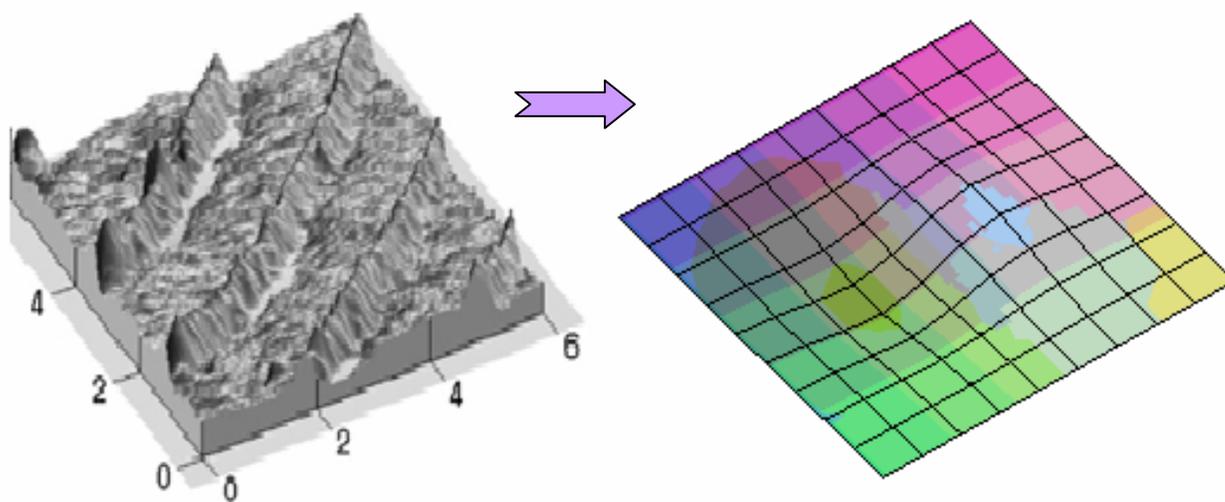


Schéma de maillage 3D d'une surface de béton fissuré.

Il existe plusieurs techniques sophistiquées, nous citons par exemple la triangularisation Laser (avec camera Laser) [Wu-2002]. La précision de cette technique sur les surfaces mesurées est 10 fois plus importante que celle que nous avons procédée.

Les résultats obtenus montrent effectivement une augmentation importante de la surface de rupture. À titre d'exemple, la surface fissurée calculée par cette technique, augmente de 40% par rapport la surface initiale de la pâte de ciment à 120°C (Figure III. 22). L'erreur relative aux mesures est de l'ordre de 5%.

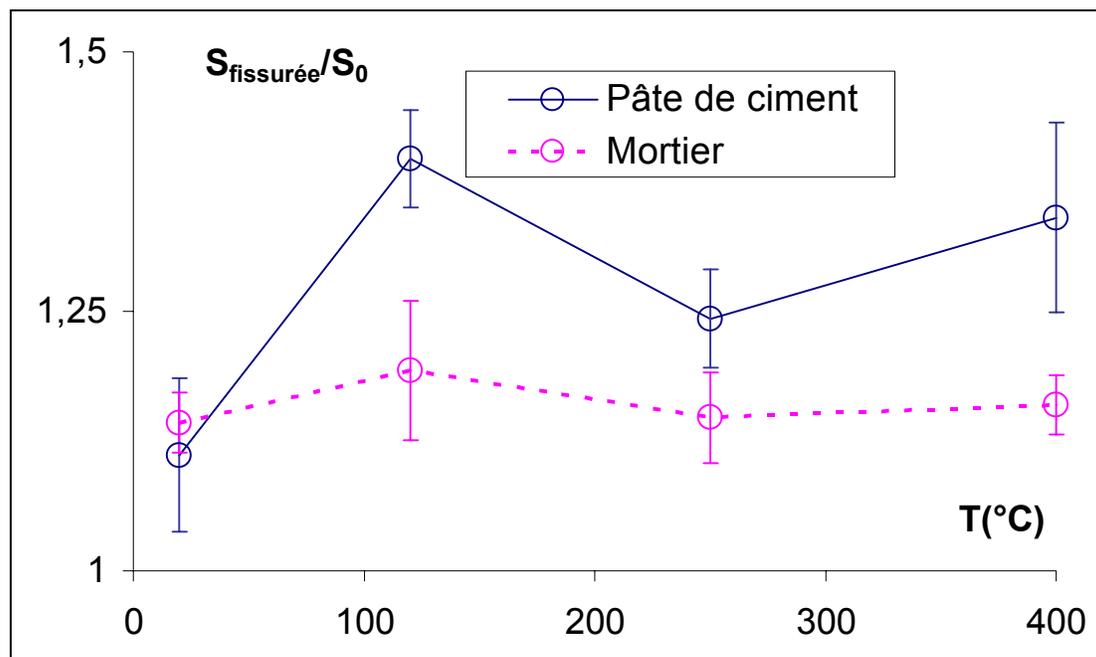


Figure III. 22 : Evolution de la surface réelle de rupture de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température.

La surface fissurée des éprouvettes en pâte de ciment évolue fortement avec la température. Cette évolution est marquée par un pic de 38 % par rapport à la surface réelle à 120°C, ce pic est peut être dû au phénomène de déshydratation (départ de l'eau). La surface fissurée des éprouvettes en mortier semble moins influencée par la température, à 120°C l'augmentation n'est que de 17 % environ.

Même si la technique utilisée pour mesurer les surfaces fissurées est approximative, elle donne néanmoins des encadrements très proches des autres méthodes de digitalisation de surface comme la méthode de triangulation LASER [Wu-2000].

3.3.4.1.5. Résistance à la traction

L'augmentation de la porosité et les transformations chimiques et minéralogiques qui s'opèrent dans la pâte de ciment, influencent l'évolution de ses propriétés. En effet on constate une baisse très importante, de l'ordre de 60%, de la résistance à la traction entre 20 et 120°C (Figure III. 23 et Figure III. 24) suivie d'une reprise de plus de 80 % de la résistance initiale entre 120 et 250°C. Contrairement à la pâte de ciment à 120°C, la baisse de résistance du mortier est très peu significative, elle atteint un maximum de 15% à 120 et 400°C. La baisse relativement importante de la résistance à la traction de la pâte à 120°C peut être expliquée par le départ de l'eau libre et par la décomposition des hydrates à partir de 100°C.

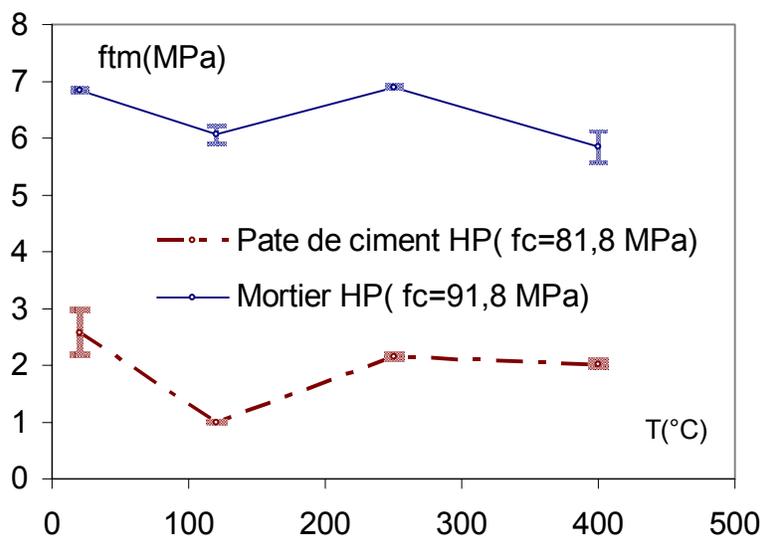


Figure III. 23: Résistance en traction de la pâte de ciment et du mortier en fonction de la température

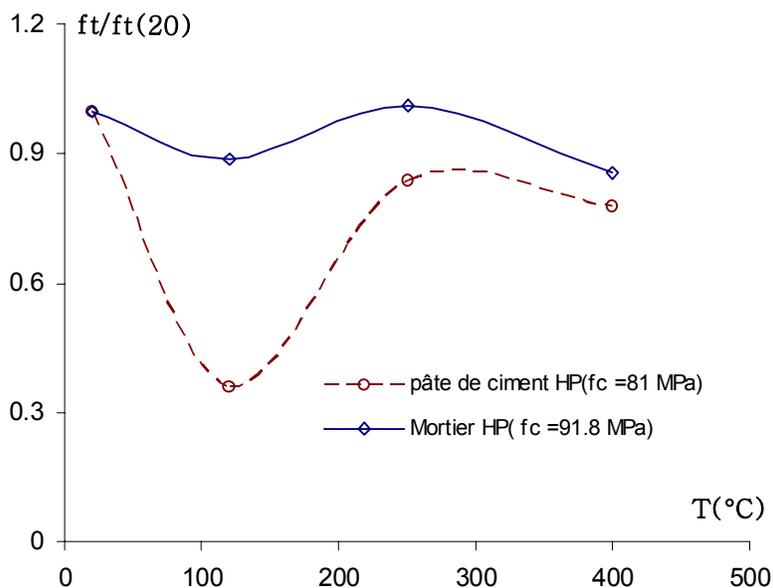


Figure III. 24 : Rapport f_t/f_{t0} pâte de ciment et mortier en fonction de la température

3.3.4.1.6. Module d'élasticité, facteur d'intensité et longueur caractéristique.

L'étude expérimentale menée lors de cette campagne permet aussi de déduire l'évolution du module d'élasticité.

On observe une baisse significative du module d'élasticité pour la pâte et pour le mortier en fonction de la température (Figure III. 25). En effet, on atteint déjà 50% de baisse à 120°C, le module continu a baissé à 250 et 400°C, le module résiduel moyen à 400°C est de 35% pour la pâte et 20% pour le mortier.

La baisse de rigidité dans la pâte ciment ne peut pas être expliquée par l'effet de la dilatation thermique différentielle car cette dernière a lieu essentiellement entre la pâte et les granulats.

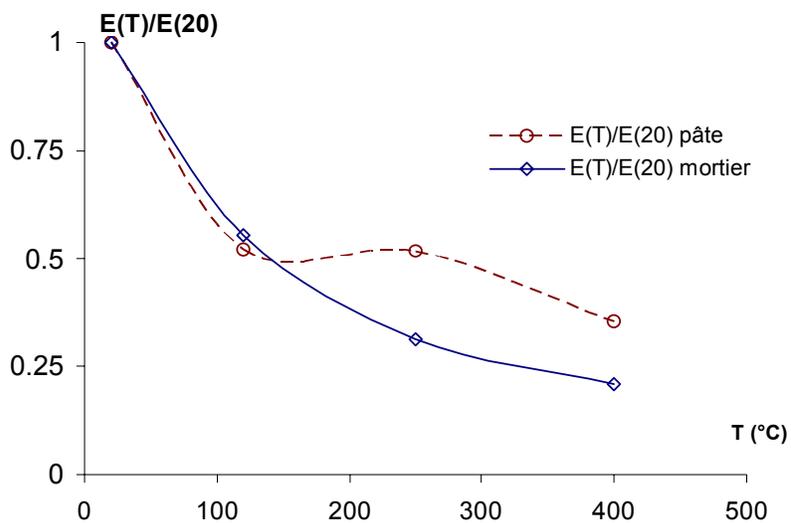


Figure III. 25: Rapport des modules d'Young en fonction de T

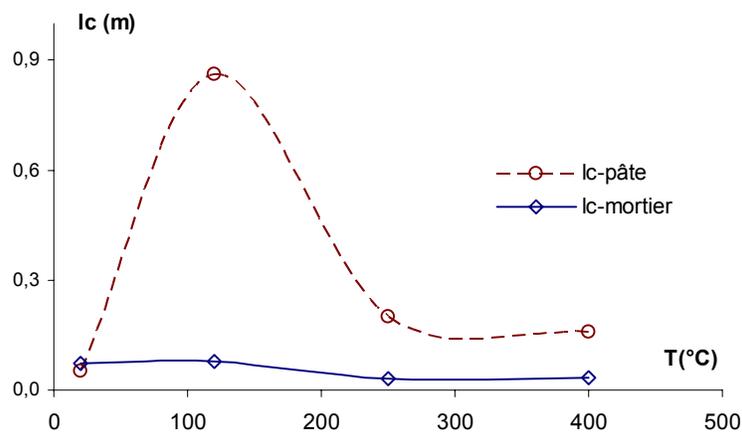


Figure III. 26 : Rapport lc/lc_0 en fonction de T

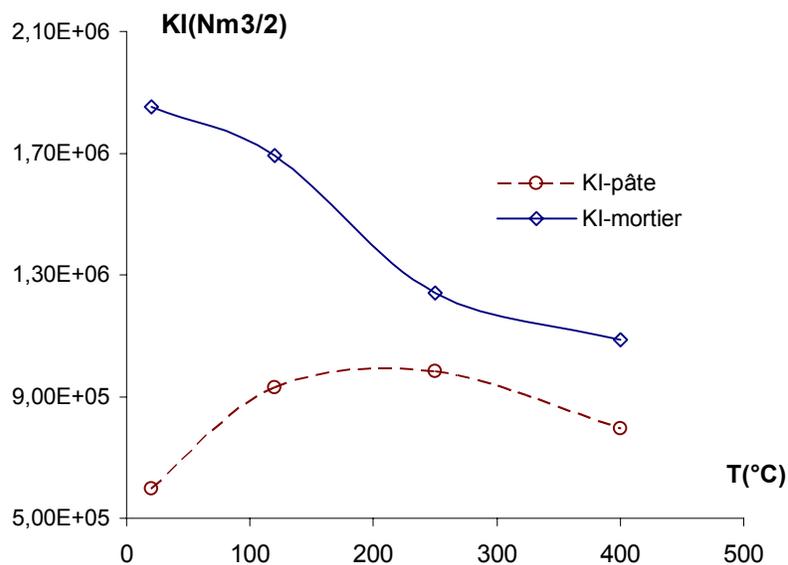


Figure III. 27 : Evolution du facteur d'intensité KI en fonction de T

L'identification du module élastique permettra de déterminer ainsi les paramètres de la mécanique de la rupture en fonction de la température à savoir le facteur d'intensité des contraintes K_I et la longueur caractéristique l_c qui sont liés par les relations suivantes :

$$K_I = \sqrt{G_f \cdot E} \quad (\text{Eq: III. 4})$$

$$l_c = G_f \cdot \frac{E}{f_t^2} \quad (\text{Eq: III. 5})$$

Les évolutions des facteurs d'intensité des contraintes et de la longueur caractéristique de la pâte et du mortier, en fonction la température sont tracées sur les figures (Figure III. 25 et Figure III. 26).

3.3.4.2. Résultats expérimentaux du BHP calcaires, du BHP Silico-calcaire et du béton ordinaire

Dans cette partie nous présentons, les résultats d'essais concernant les deux BHP calcaires (M75C) et silico-calcaires (M75SC) et ceux d'un béton ordinaire (BO). Malgré la dispersion des résultats expérimentaux en raison de quelques difficultés techniques rencontrées lors des essais de flexion 3 points, nous avons pu obtenir des résultats exploitables [Pina-2003]. On constate pour chaque béton, que l'augmentation de la température, est suivie d'une diminution de la charge au pic, d'une augmentation des déplacements au pic et à la rupture ainsi qu'une diminution de la pente post-pic des courbes charge flèche.

3.3.4.2.1. Courbes charge – flèche :

Les résultats de courbes charge - flèche montrent une augmentation de l'énergie de fissuration des trois bétons en fonction de la température. Ces résultats montrent aussi que la résistance à la traction, la charge à la rupture et la rigidité du matériau baissent en fonction de la température.

Les figures (Figure III. 29 ; Figure III. 28 ; Figure III. 30) présentent les courbes charge flèche à 20, 120, 250 et 400 °C pour les trois bétons étudiés. Contrairement à la pâte de ciment, le béton est beaucoup plus hétérogène. Et par conséquent il a une énergie de fissuration plus importante. L'hétérogénéité du béton est encore plus importante en augmentant la température ce qui permet d'expliquer l'augmentation de la ductilité du béton avec la température.

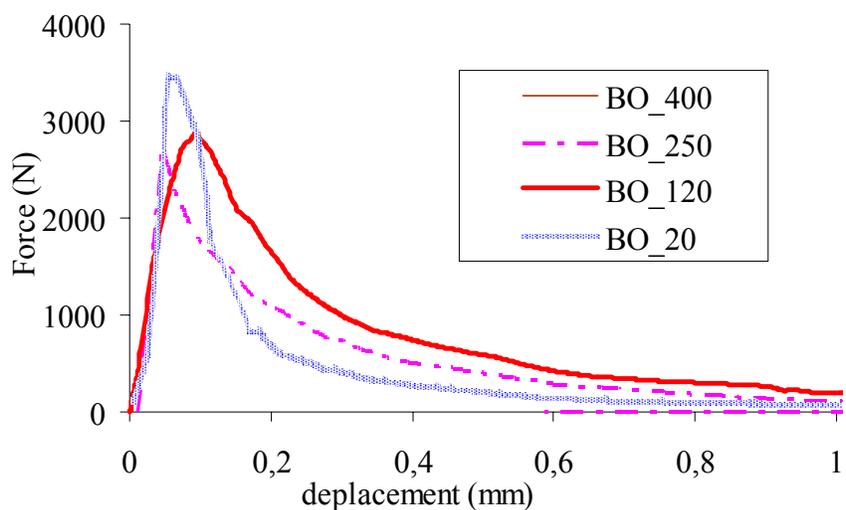


Figure III. 28: Courbe charge-déplacement du BO en fonction de T

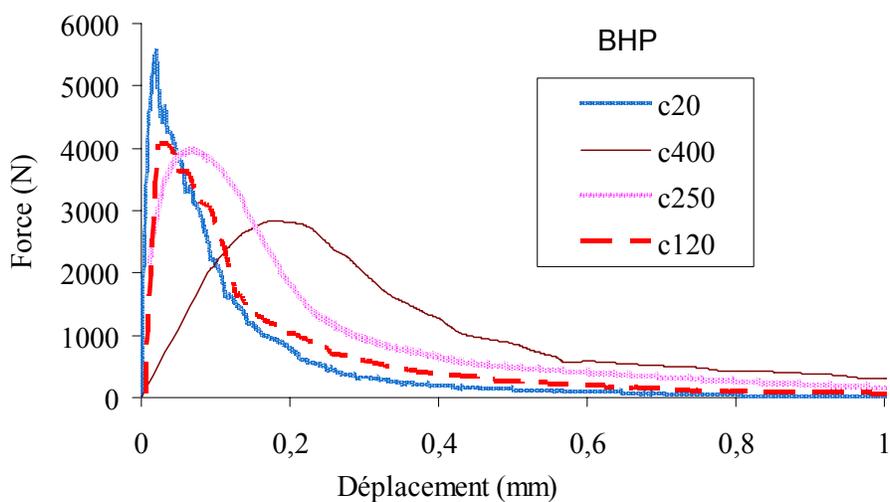


Figure III. 29: Courbe charge-déplacement du BHP Calcaire en fonction de T

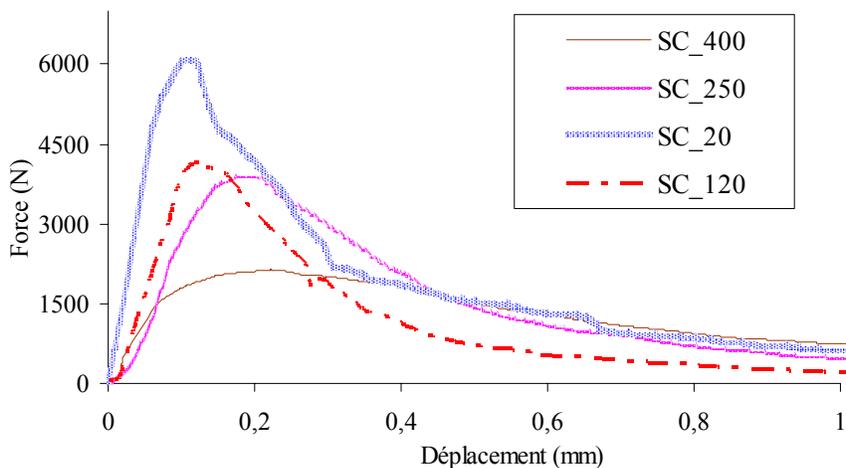
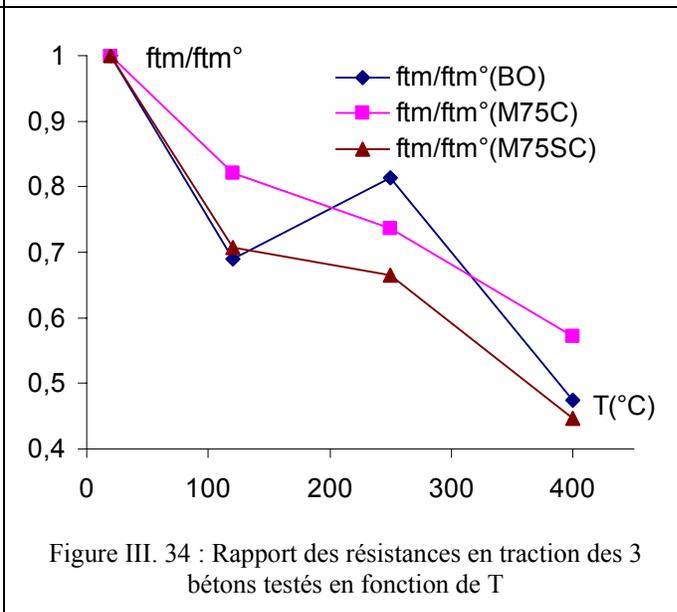
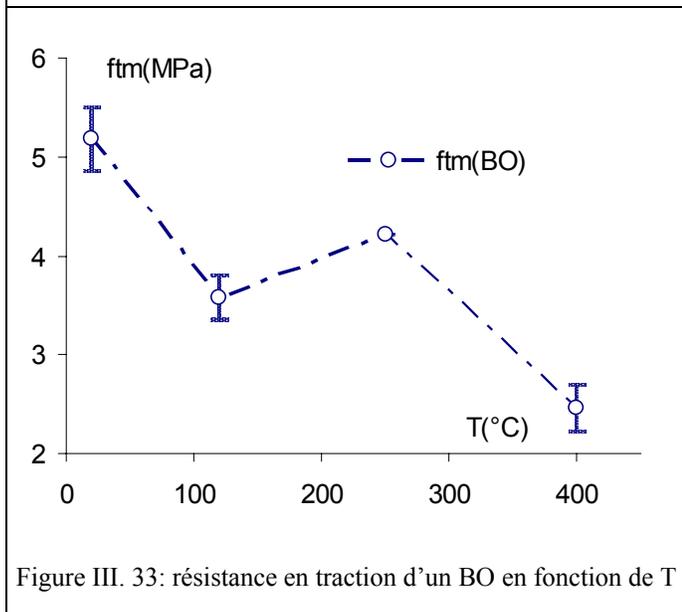
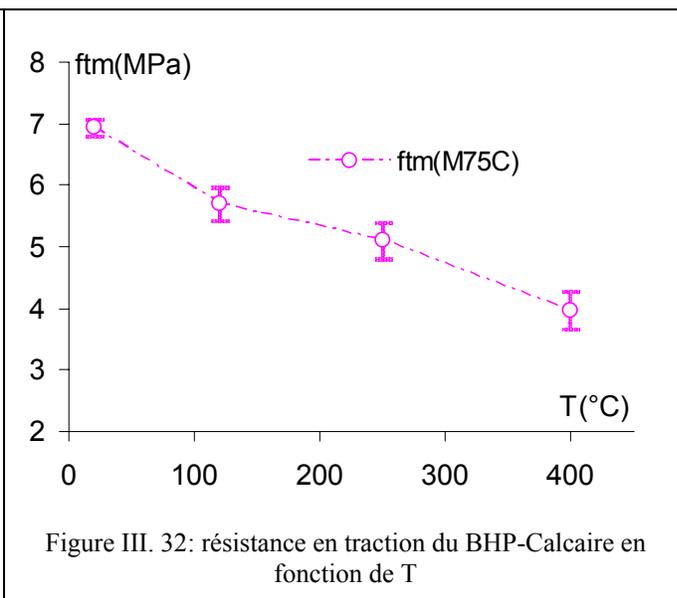
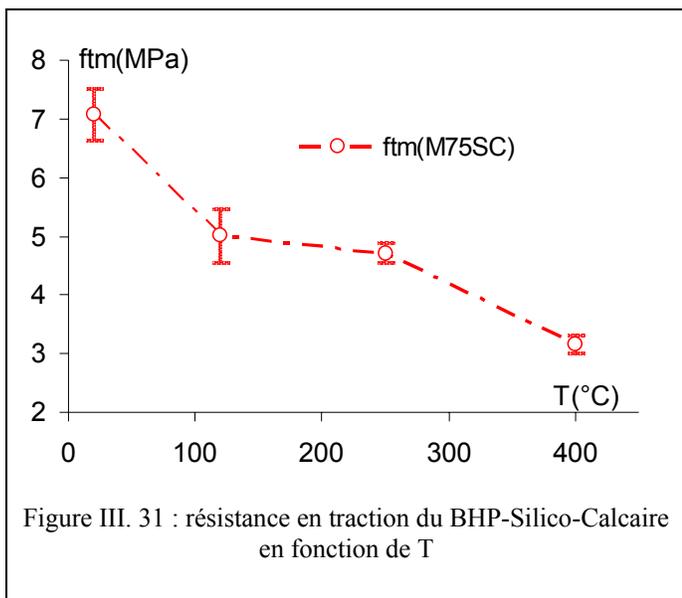


Figure III. 30: Courbe charge-déplacement du BHP Silico-Calcaire en fonction de T

3.3.4.2.2. Résistance à la traction

La résistance en traction par flexion trois points décroît avec la température. Elle diminue dans des proportions sensiblement équivalentes pour les différents bétons testés mais on constate un lien avec la résistance en compression : les valeurs atteintes pour le BO (Figure III. 33) ($f_c \approx 30$ MPa) sont systématiquement inférieures à celles obtenues pour le M75C et le M75SC ($f_c \approx 75$ MPa).

La nature du granulat semble avoir une faible influence sur la résistance en flexion (Figure III. 31 et Figure III. 32) car les bétons M75C et M75SC, bien qu'ils possèdent des squelettes granulaires différents, présentent des valeurs de charge au pic très proches et cela à toutes les températures de mesure.



3.3.4.2.3. Energie de fissuration

Les figures (Figure III. 35, Figure III. 36, Figure III. 37,) montrent les résultats de G_f des trois bétons testés lors de cette étude en fonction de la température. Sur la Figure III. 38 est portée l'évolution du rapport G_f/G_f^0 à 20°C, 120°C, 250°C et 400°C. Ces évolutions sont caractérisées essentiellement par une augmentation sensible de la ductilité et de l'énergie de fissuration G_f des matériaux testés à partir de 120°C.

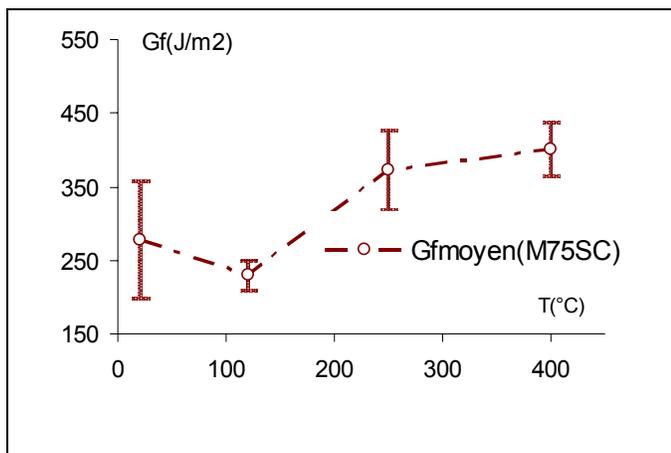


Figure III. 35 : G_f du BHP-Silico-Calcaire (M75SC) en fonction de T

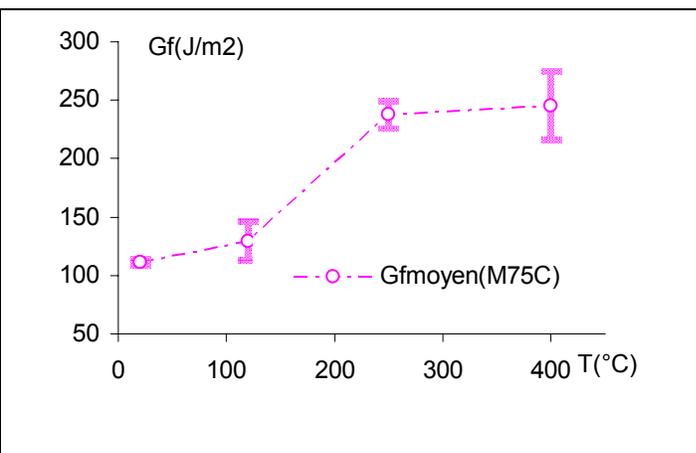


Figure III. 36 : G_f du BHP-Calcaire (M75C) en fonction de T

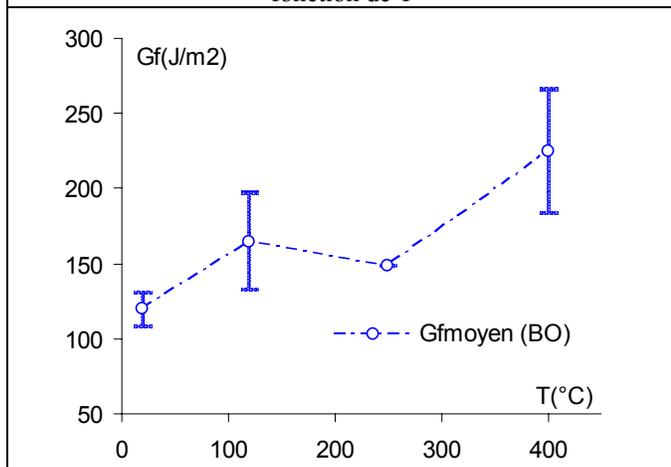


Figure III. 37 : G_f du béton ordinaire (BO) en fonction de T

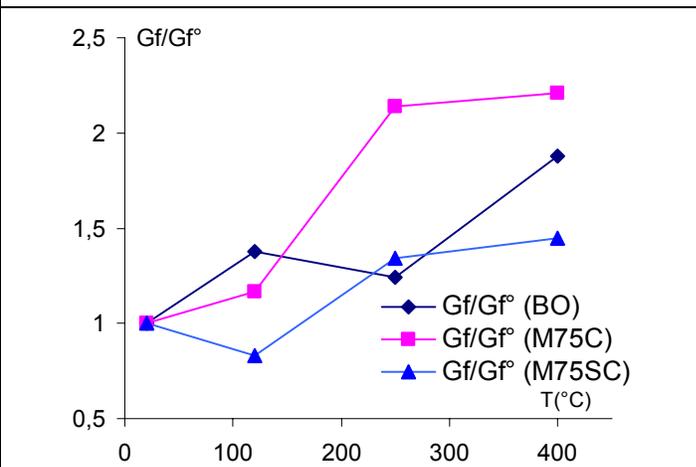


Figure III. 38 : Rapport des G_f des 3 bétons (BO-M75C-M75SC) testés en fonction de T

- **Comportement à froid**

Les essais montrent que le BHP silico-calcaire M75SC possède une énergie de fissuration G_f plus importante que le béton ordinaire et le BHP calcaire M75C. Néanmoins, il faut noter que le diamètre maximum des granulats du M75SC est de 25mm alors que celui des deux autres bétons est de 20mm.

- **Comportement à chaud**

L'augmentation relative du G_f est moins importante pour le M75SC que pour les deux autres bétons.

À titre d'exemple pour 20 °C et 400 °C nous avons les valeurs moyennes suivantes :

$$\text{A } T = 20 \text{ °C; } G_f(\text{M75SC}) = 277 \text{ J/m}^2, G_f(\text{M75C}) = 111 \text{ J/m}^2; G_f(\text{BO}) = 120 \text{ J/m}^2.$$

$$\text{A } T = 400 \text{ °C; } G_f(\text{M75SC}) = 400 \text{ J/m}^2, G_f(\text{M75C}) = 245 \text{ J/m}^2; G_f(\text{BO}) = 224 \text{ J/m}^2.$$

Le BHP silico-calcaire est caractérisé par le diamètre maximum des granulats le plus important des trois bétons ($d_{\max} = 25 \text{ mm}$, contre 20 mm pour le BO et le BHP calcaire), ceci explique en partie le fait qu'il a l'énergie de fissuration la plus importante et cela quelque soit la température de traitement.

3.3.4.3. Comparaison et discussion des résultats

L'évolution globale de la courbe de G_f en fonction de la température de M75C a été comparée avec celle obtenue par Felicetti et al [Fele-1998] sur un BHP à granulats siliceux ($f_c = 95 \text{ MPa}$ avec une entaille de 50mm) avec une vitesse de chauffage moins importante et une géométrie similaire à celle que nous avons choisie. La tendance des courbes montre clairement l'augmentation de ce paramètre avec la température. Cette confrontation permet d'illustrer l'influence de la vitesse de chauffage, de l'entaille, de la résistance à la compression initiale et donc la nature des granulats sur l'évolution globale de l'énergie de fissuration comme le montre la figure suivante (Figure III. 39).

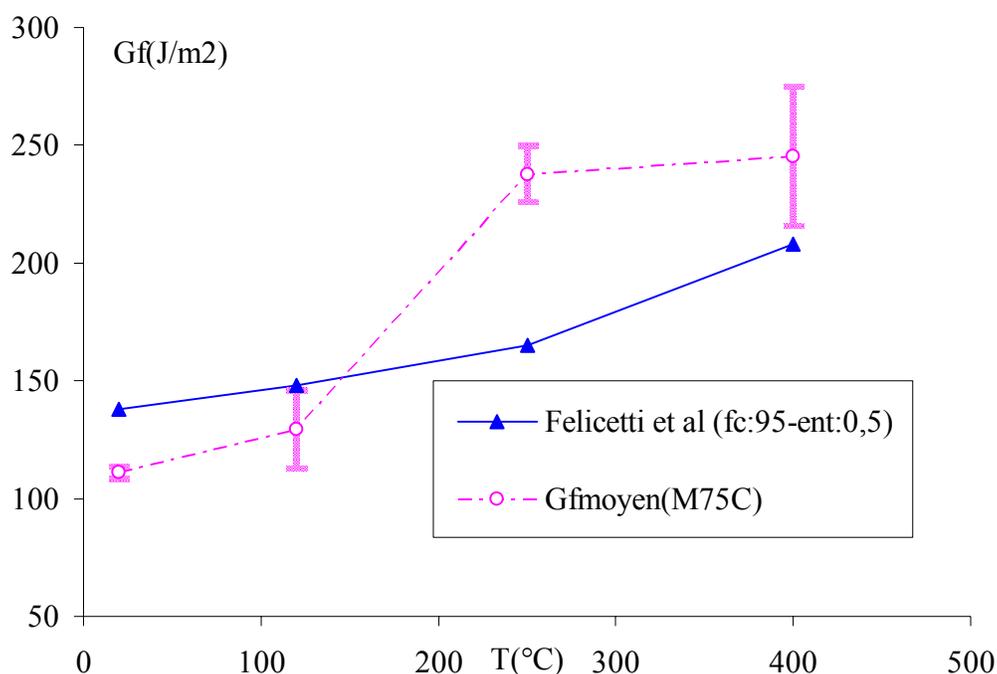


Figure III. 39 : Courbes de G_f de M75C comparés aux résultats de Felicetti et al [Feli-1998].

La Figure III. 40 regroupe l'évolution de l'énergie de fissuration G_f en fonction des différents paramètres suivants :

- ✓ température.
- ✓ taille de granulats.
- ✓ degré d'hétérogénéité du matériau : pâte – mortier - béton
- ✓ type des granulats : calcaire, silico-calcaire

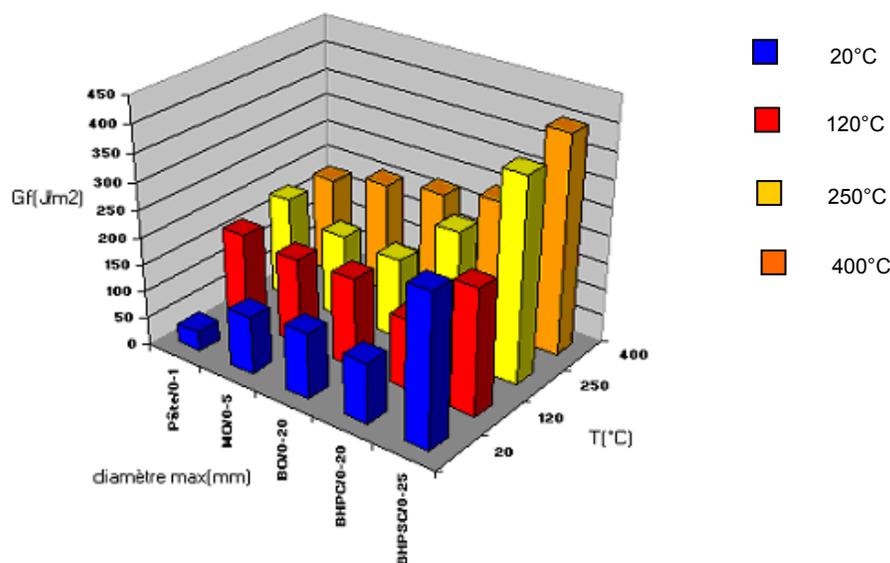


Figure III. 40: Représentation 3D des facteurs influençant G_f à haute température

- Comme nous l'avons bien signalé auparavant pour la pâte de ciment et le mortier, les résultats obtenus montrent que l'effet de l'hétérogénéité est très présent dans le cas des bétons. En effet,

ils présentent plus de défauts et d'hétérogénéités que pour les mortiers ce qui a conduit un comportement plus ductile en fonction de la température.

- Les bétons testés ont une microstructure poreuse et hétérogène avec un réseau de microfissures. L'amorçage de la fissure se produira plus rapidement que dans une pâte de ciment ou de mortier qui possède une microstructure dense et fine. Ils possèdent en effet un module élastique faible qui permet d'éviter une propagation brutale de la fissure. La tortuosité de la fissure est accentuée au phénomène de décohésion à l'interface matrice granulats à cause de la faible résistance de l'interface devant celle des granulats
- Ceci confirme l'approche hiérarchique suivie dans notre démarche expérimentale et aussi dans notre modèle. Nous remarquons des dispersions des résultats obtenus malgré le respect des recommandations de la RILEM. D'autre part, notons l'influence du volume élémentaire représentatif sur les résultats obtenus. Le choix des éprouvettes doit être fait de sorte à respecter le principe du VER au niveau de l'entaille et de son épaisseur (10 fois la taille maximale des granulats)
- De point de vue pratique, nous proposons de confirmer l'effet de l'hétérogénéité sur le comportement du béton en simulant par homogénéisation trois matériaux différents en calculant la trace du tenseur de localisation associé comme étant un indice de fragilité du matériau.

3.3.5. Etude de l'évolution du module par la méthode des ULTRASONS

L'étude de l'évolution des modules élastiques des 3 bétons en fonction de la température n'a pas été faite en raison des résultats expérimentaux peu précis sur la partie pré-pic des courbes charge-déplacement obtenues par des essais de flexion 3 points.

Nous avons suggéré d'étudier l'évolution du module, du coefficient de poisson, et d'autres paramètres du modèle en fonction de la température en utilisant des essais non destructifs de type ultrasons.

Cette étude a fait l'objet d'une collaboration entre le pôle MOCAD du CSTB et le Laboratoire de Caractérisation Non destructif de l'Université d'Aix en Provence (LCND).

Ce travail concerne les 5 matériaux testés lors de cette étude. Les échantillons sont de dimension $10*11*6 \text{ cm}^3$. Le découpage des éprouvettes a été réalisé, de telle manière à avoir un très bon état de surface et le moins de défauts de parallélisme.

Ces résultats sont actuellement disponibles et en cours de dépouillement par les deux laboratoires. La perspective de ce travail consiste d'une part à réaliser le plus de validations numériques et d'autre part à suivre une démarche permettant d'établir un lien entre les paramètres de microstructure, de propagation ultrasonore ainsi que les caractéristiques mécaniques. Les résultats des essais ultrasons seront ensuite confrontés à ceux de la simulation.

3.3.6. Identification des paramètres du modèle d'endommagement thermique

Les résultats expérimentaux nous ont permis d'identifier et d'alimenter le modèle d'endommagement thermique décrit au chapitre II. L'identification se fait en se basant sur la modélisation multi échelle des différents matériaux testés ; pâte-mortier-béton et en comparant les résultats d'endommagements obtenus par simulation avec ceux déduits des essais.

3.3.6.1. Identification de la fonction $g(T)$ d'endommagement physico chimique de la pâte

Les résultats de la pâte de ciment à haute température nous ont permis de déduire l'évolution de la fonction d'endommagement thermique avec la température. Ce paramètre sera intégré dans le modèle pour tenir compte des effets physicochimiques et reproduire correctement la dégradation du matériau à haute température en dehors de toute dilatation différentielle.

La figure suivante présente l'évolution de l'endommagement g dans la pâte de ciment en fonction de la température (Figure III. 41)

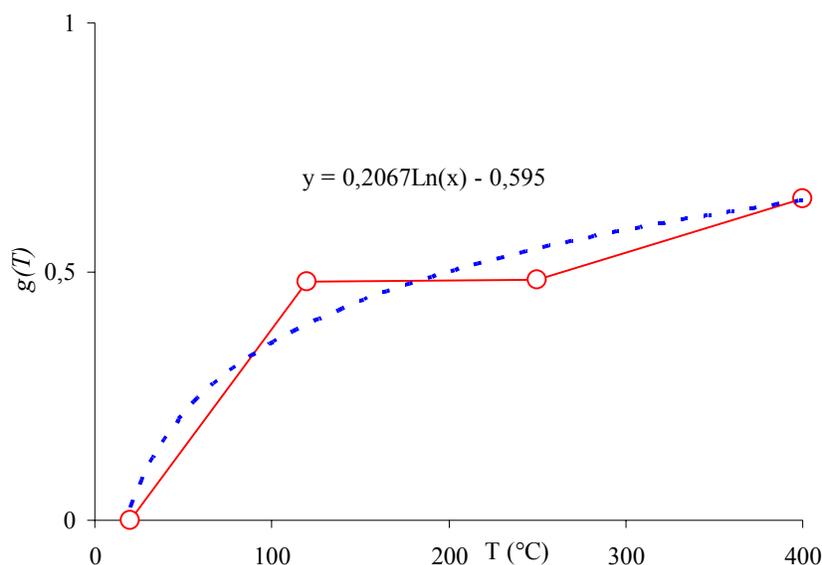


Figure III. 41: Évolution de l'endommagement thermique de la pâte de ciment.

3.3.6.2. Identification du paramètre B_t

Le paramètre B_t représente la branche descendante de la courbe contrainte-déformation. L'identification de ce paramètre est très importante pour prendre en compte l'effet de la température sur l'écroutissement de l'endommagement du béton. Les résultats de G_f et de la résistance à la traction f_t permettent directement de tirer une loi de variation de ce paramètre avec la température comme le montre la figure suivante (Figure III. 42) :

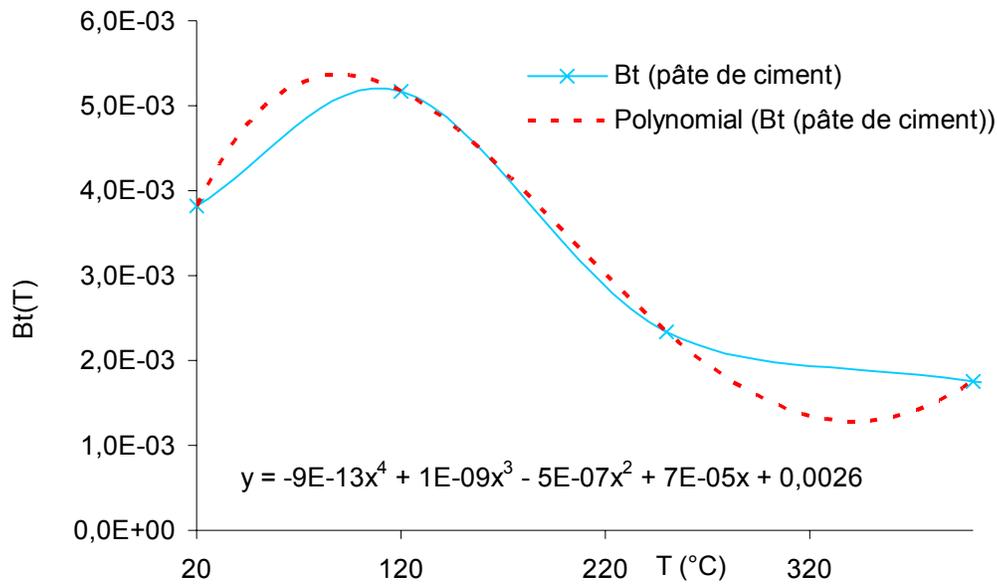


Figure III. 42: Évolution de l'écroissage de l'endommagement B_t en fonction de la température

Les courbes précédentes nous ont permis d'identifier deux lois de variation en fonction de la température pour l'endommagement thermique $g(T)$ et pour l'écroissage associé à ce paramètre $B_t(T)$ sous la forme suivante :

$$g(T) = 0,2 \cdot \ln(T) - 0,6 \quad (\text{Eq: III. 6})$$

$$B_t(T) = -9 \cdot 10^{-13} T^4 + 10^{-9} T^3 - 5 \cdot 10^{-7} T^2 + 7 \cdot 10^{-5} T + 0,0026 \quad (\text{Eq: III. 7})$$

L'identification de l'endommagement dans un mortier et le paramètre d'écroissage associé dans cette partie nous proposons la forme globale de l'endommagement thermique dans le mortier étudié avec la température.

Cette dégradation sera reproduite par la suite par une homogénéisation multi échelle en exploitant le modèle béton numérique et de l'endommagement thermique alimenter par les résultats obtenus sur pâte de ciment

3.3.6.3. Identification de l'endommagement thermique du mortier et de l'écroissage associé

Les courbes suivantes (Figure III. 43 et Figure III. 44) montrent, les formes déduites, de l'endommagement thermique du mortier et de l'écroissage associé, d'un essai sur un mortier à haute performance.

Nous proposons ainsi les deux lois d'évolution suivantes avec la température pour le paramètre g et le $B_t(T)$ du mortier.

$$g(T) = -7 \cdot 10^{-6} T^2 + 5 \cdot 10^{-3} T - 8 \cdot 10^{-2} \quad (\text{Eq: III. 8})$$

$$B_t(T) = 3 \cdot 10^{-8} T^2 - 2 \cdot 10^{-5} T + 5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Eq: III. 9})$$

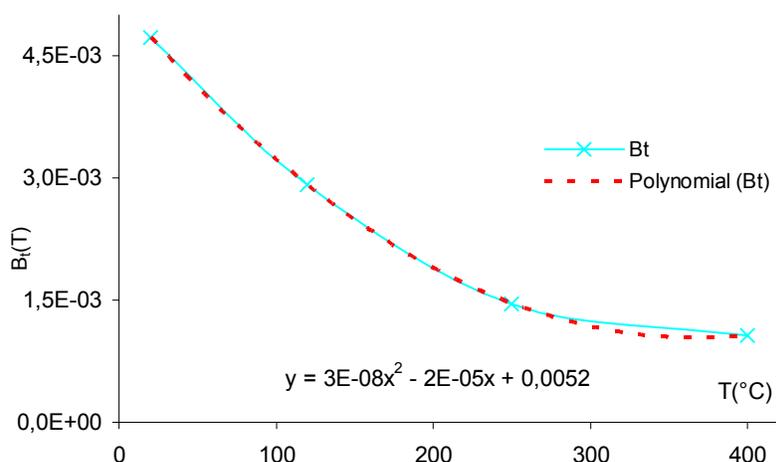


Figure III. 43: Évolution de l'écroissage de l'endommagement Bt en fonction de la température

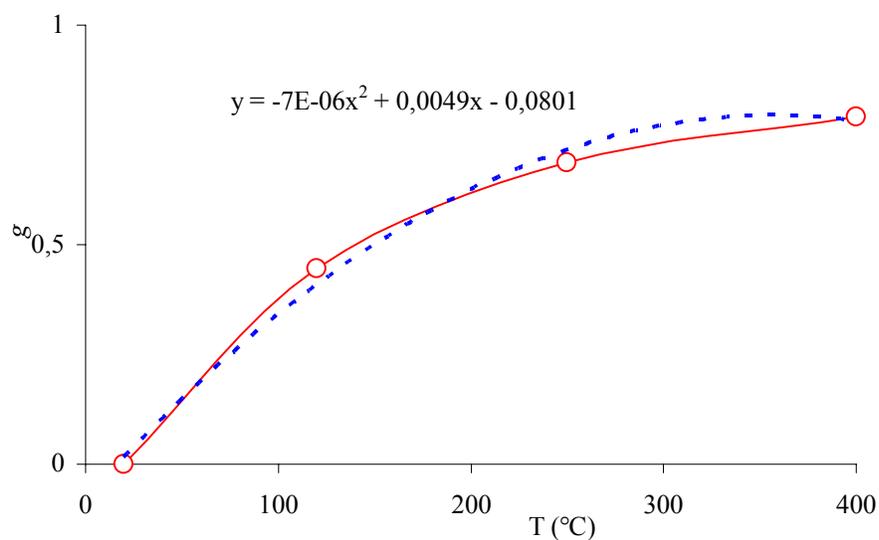


Figure III. 44: Évolution de l'endommagement thermique du mortier.

L'intérêt de cette identification est important dans la mesure où l'homogénéisation du mortier et celle du béton nécessite la connaissance des paramètres constituant la phase homogène. Les paramètres de la pâte de ciment pour homogénéiser le mortier, et ceux du mortier pour homogénéiser le béton. Le prochain chapitre détaille la procédure utilisée pour reproduire les dégradations thermiques par homogénéisation.

3.4. Conclusion

Une étude expérimentale a été menée afin d'alimenter les modèles numériques. Une pâte de ciment hautes performances, un mortier hautes performances, un béton ordinaire et deux BHP de même résistance et de squelettes granulaires différents ont été testés sur un bâti de flexion trois points, de manière à obtenir des essais complètement stables et fiables. Après avoir subi un cycle de chauffage refroidissement avec des paliers à 20, 120, 250, 400 °C, des éprouvettes 100*100*400 mm³ ont été testées jusqu'à rupture. Les vitesses de chargement en température ont été optimisées par simulation afin d'éviter l'endommagement mécanique par effet de gradient de température.

Les résultats obtenus montrent une baisse très importante de la rigidité du mortier et de la pâte de ciment à 120°C, 250 et 400°C. En ce qui concerne la résistance à la traction, le phénomène est moins important sauf pour la pâte de ciment au voisinage de 120°C.

Les résultats montrent aussi une augmentation sensible de la ductilité et de l'énergie de fissuration G_f des 5 matériaux testés à partir de 120°C. Cette évolution est liée essentiellement à la nature hétérogène du matériaux dû à l'élévation de la température d'une part et à la présence des granulats d'autres part

L'étude expérimentale a permis, en plus de l'obtention de l'évolution des principales caractéristiques thermomécaniques des matériaux cimentaires testés, d'alimenter le modèle « béton numérique » et le modèle d'endommagement thermique implantés dans le code de calcul SYMPHONIE

Les essais à haute température que nous avons réalisés permettent en général d'identifier à partir des courbes charge-déplacement plusieurs facteurs intéressants pour la modélisation.

Une étude expérimentale approfondie à différentes échelles du matériau a été réalisée, allant de la pâte de ciment au béton. L'endommagement thermique d'origine physicochimique est finalement identifié.

Le comportement mécanique du béton à savoir la rigidité, la résistance en traction par flexion, l'énergie de fissuration, la longueur caractérisation, le facteur d'intensité des contraintes l'endommagement thermique de la pâte de ciment et le paramètre d'écrouissage associé avec la température sont ainsi déterminés.

L'étude est assez complète pour pouvoir alimenter le modèle d'endommagement thermique et valider l'approche du modèle « Béton Numérique » à haute température.

4. Chapitre IV

Validations et simulations numériques : Application au cas de spécimens en bétons à haute température.

4.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter les éléments de validation spécifiques aux bétons à haute température mettant en évidence les conséquences des différentes hypothèses introduites sur la fiabilité des résultats.

Nous présentons ainsi une série de validations d'essais sous chargement thermomécanique. Ceci est effectué afin de montrer la bonne prise en compte par le modèle de l'effet de la dilatation thermique différentielle et de l'endommagement thermique lors du chargement.

A cause de sa composition, nous postulons que les réactions physicochimiques ont lieu principalement dans la pâte de ciment dans la gamme de températures étudiées. Or cet endommagement noté g dans notre modèle ne peut être identifié que de manière expérimentale. Ainsi, à partir des résultats expérimentaux obtenus sur la pâte de ciment (endommagement physicochimique) nous reproduisons par simulation le comportement thermomécanique du mortier et de différents bétons. Nous effectuons par la suite une comparaison entre les lois prédites par le modèle et celles issues de l'expérience.

Pour le cas des bétons réfractaires nous allons présenter le cas d'une éprouvette soumise à haute température. Les coefficients de dilatation thermique des composants de ce matériau sont assez proches, et la simulation envisagée met en évidence ce phénomène et permet de suivre l'évolution de l'endommagement et les contraintes thermiques engendrées.

Nous présenterons également des résultats qualitatifs d'une éprouvette soumise à un chargement thermique et mécanique couplé, pour expliquer les observations expérimentales du comportement thermomécanique du béton ce qui est appelé communément « fluage thermique transitoire ».

4.2 Etude du comportement des éprouvettes testées à haute température.

4.2.1 Principe de la démarche

Le principe général de cette modélisation consiste à considérer plusieurs échelles pour la simulation allant de la pâte de ciment jusqu'au béton. Nous postulons qu'à l'échelle de l'étude, de l'ordre du mm, la pâte de ciment est une phase homogène.

Une fois que l'endommagement thermique (d'ordre physico-chimique) au sein de la pâte de ciment est identifié expérimentalement, le résultat sera ensuite exploité dans le modèle BN pour déterminer l'endommagement du mortier. Le mortier sera donc modélisé par une phase ciment et trois phases sable respectivement de 2, 3 et 5mm.

Pour modéliser les bétons nous considérons, ensuite, la fonction d'endommagement du mortier en fonction la température, identifiée précédemment par simulation, qui introduit le modèle. A cela se rajoute les différentes phases granulats.

Dans cette étude, on prend en compte l'évolution des coefficients de dilatation thermique de chaque phase en fonction de la température. En absence de données expérimentales sur l'évolution de la dilatation thermique des granulats silico-calcaires, nous avons opté pour une méthode simple pour déduire leurs évolutions à partir des essais réalisés sur un béton à granulats silico-calcaires.

4.2.2 Simulation par homogénéisation du mortier (MHP)

Nous présentons ici la méthode suivie pour la modélisation et les résultats de simulation d'une série de nos essais de flexion trois points. L'étude concerne une éprouvette de mortier à haute performance HP ($f_c = 91,8\text{MPa}$).

4.2.2.1 Modélisation de l'essai

Il s'agit d'une éprouvette entaillée en mortier de dimension ($100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$) chauffée lentement avec une vitesse de $0,5^\circ\text{C}/\text{min}$ jusqu'à 400°C .

Pour la modélisation de cet essai avec le modèle (B.N) nous avons considéré le mortier comme un matériau à deux phases : la pâte de ciment et n phases de granulats de sables définies selon la granulométrie du matériau (Tableau IV. 1).

La Figure IV. 1 montre la génération du milieu hétérogène avec le modèle BN. La modélisation de la montée en température est effectuée en considérant les conditions appliquées au corps de l'éprouvette (vitesse de $0,5^\circ\text{C}/\text{min}$). Un palier de 3 heures assure une température homogène au sein des éprouvettes.

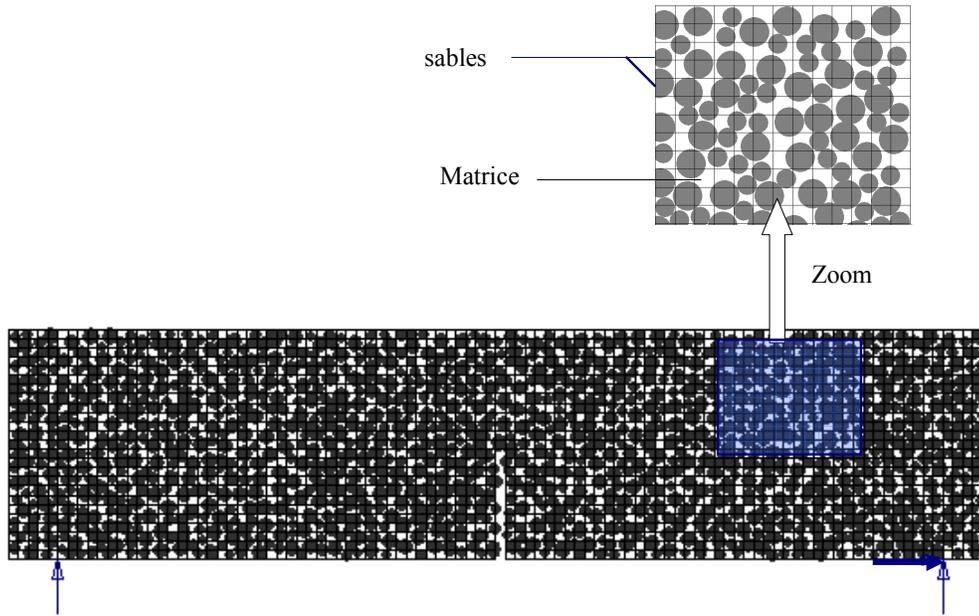


Figure IV. 1: maillage et condition aux limites adoptées pour le mortier HP.

L'essai est simulé en contraintes planes avec des éléments quadrilatères à 4 nœuds. L'endommagement thermique dans la phase homogène « pâte de ciment » a été pris en compte selon la loi définie sur la Figure IV. 2

Nous rappelons que les éprouvettes sont amenées à la température de l'essai avec une vitesse de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

La Figure IV. 1 présente la géométrie, le maillage et les conditions aux limites adoptées

Le béton numérique pour cette simulation est généré avec la granulométrie suivante :

<i>Diamètre maximum des granulats en (mm)</i>	<i>% du volume de la phase</i>
5	40%
3	20%
2	10%

Tableau IV. 1: Granulométrie du mortier simulé

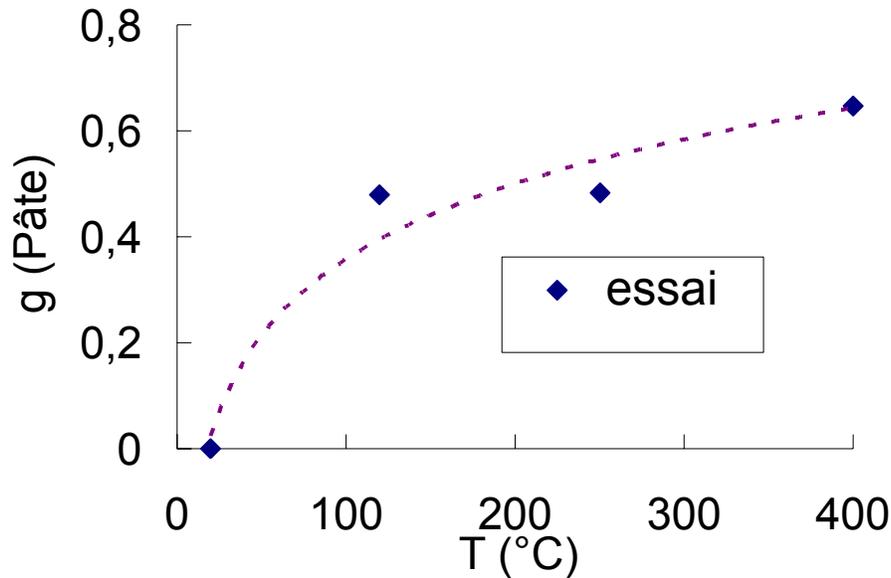


Figure IV. 2: Endommagement thermique dans la pâte de ciment adopté pour les calculs.

La fonction d'endommagement d'origine physico-chimique, qui alimentera le modèle, est écrite sous la forme suivante:

$$g(T) = 0,2 \cdot \ln(T) - 0,6 \quad \text{avec} \quad 20^{\circ}\text{C} < T < 400^{\circ}\text{C}$$

La nature hétérogène du mortier, prise en compte par la distribution aléatoire des granulats dans le modèle BN, impose de prendre en compte toute l'éprouvette pour la modélisation car le champ de contraintes n'est pas symétrique dans le matériau

Une analyse thermique transitoire non linéaire a été réalisée afin d'obtenir le champ de la température dans la poutre et son évolution le long du chauffage et du refroidissement.

Les propriétés thermiques du mortier (HP) et leurs variations en fonction de la température sont données au Tableau IV. 2

Caractéristique	Valeur à 20 °C	Variation avec la température
Masse volumique (kg/m ³)	2200	Constante
Conductivité thermique (W/m.°C)	1,7	Loi définie à la Figure IV. 3 (1) [DTU]
Chaleur spécifique (J/kg°C)	1000	Loi définie à la Figure IV. 3 (2) [DTU]

Tableau IV. 2: Caractéristiques thermiques du mortier HP utilisées pour le calcul.

La figure suivante montre la loi de variation adoptée pour la conductivité thermique et la chaleur spécifique du mortier :

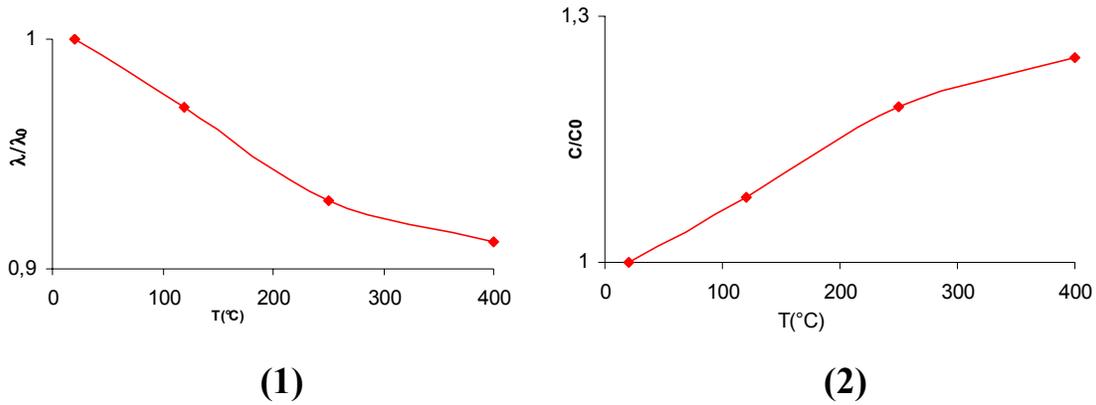


Figure IV. 3 : Variation des caractéristiques thermiques du mortier avec la température :

(1) Conductivité ; (2) Chaleur spécifique

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour les phases constituant le mortier (HP), sont recensées dans le tableau suivant :

Caractéristique	Valeur à 20°C	Phase associée	Variation avec la température
Module élastique (MPa)	15000	Ciment (30 %)	[Bent-2000]
	60000	Sable (70%)	Wu-2000]
Résistance en traction (MPa)	3	Ciment (30 %)	[Wu-2000]
	9	Sable (70%)	[Wu-2000]
Energie de rupture G_f (N/mm)	0,04	Ciment (30 %)	Loi définie à la Figure III. 20
	0,12	Sable (70%)	Constant [Wu-2000]
Coefficient de poisson	0,2	Ciment (30 %)	constant
	0,2	Sable (70%)	constant
Coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) α	$1,5 \cdot 10^{-5}$	Ciment (30 %)	Loi définie à la Figure IV. 4 (1)
	$3 \cdot 10^{-6}$	Sable (70%)	Loi définie à la Figure IV. 4 (1)

Tableau IV. 3: Caractéristiques mécaniques utilisées pour le calcul.

Les coefficients de dilatation thermique des phases du mortier et leurs évolutions en fonction de la température sont inspirés des travaux de Diederichs et al [Died-1992]

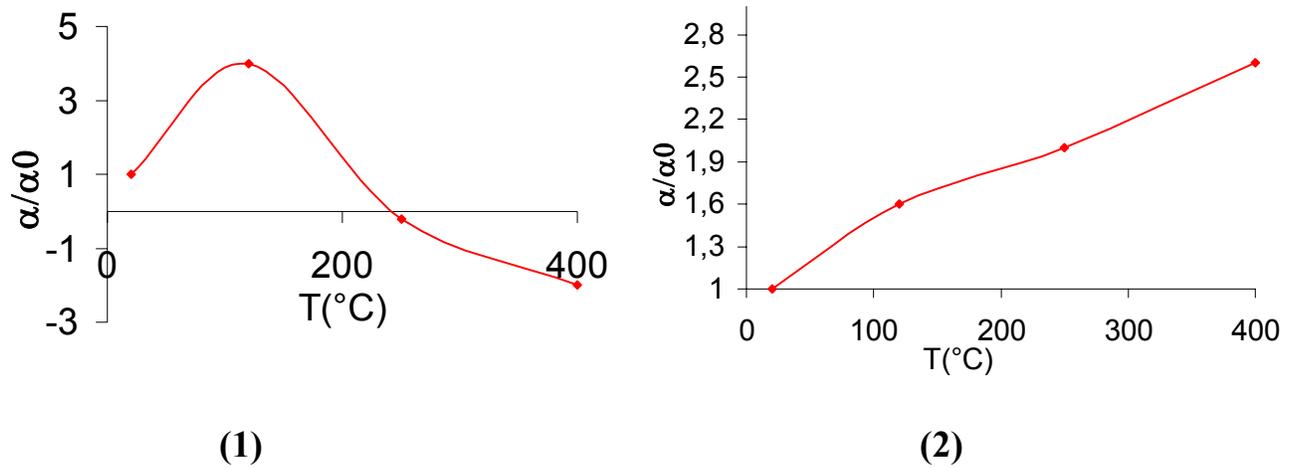


Figure IV. 4 : lois de variation du coefficient de dilatation thermique des phases du mortier

(1)Phase ciment ; (2) Phase sable

Les isovaleurs de la température dans la Figure IV. 5, montrent la répartition de la température de part et d'autre de l'entaille. Grâce à la faible vitesse adoptée pour les essais, le gradient thermique n'est pas important, la différence de température maximale dans l'éprouvette est de 33°C à 160°C comme le montre la Figure IV. 5

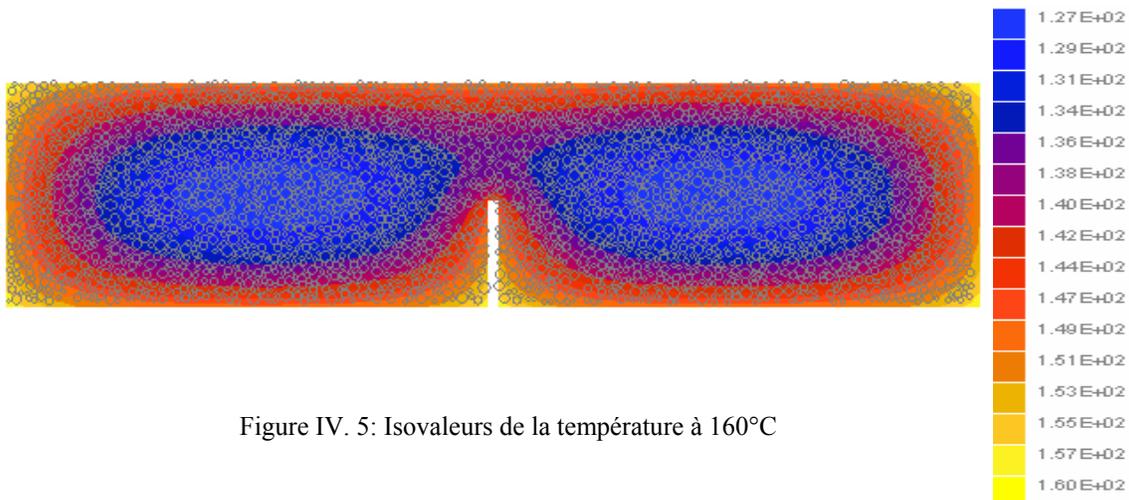


Figure IV. 5: Isovaleurs de la température à 160°C

4.2.2.2 Résultats de la simulation

La Figure IV. 6 montre les isovaleurs de l'endommagement thermique obtenues à 160°C. Nous avons constaté une augmentation importante de l'endommagement local au sein du matériau au-delà de 160°C

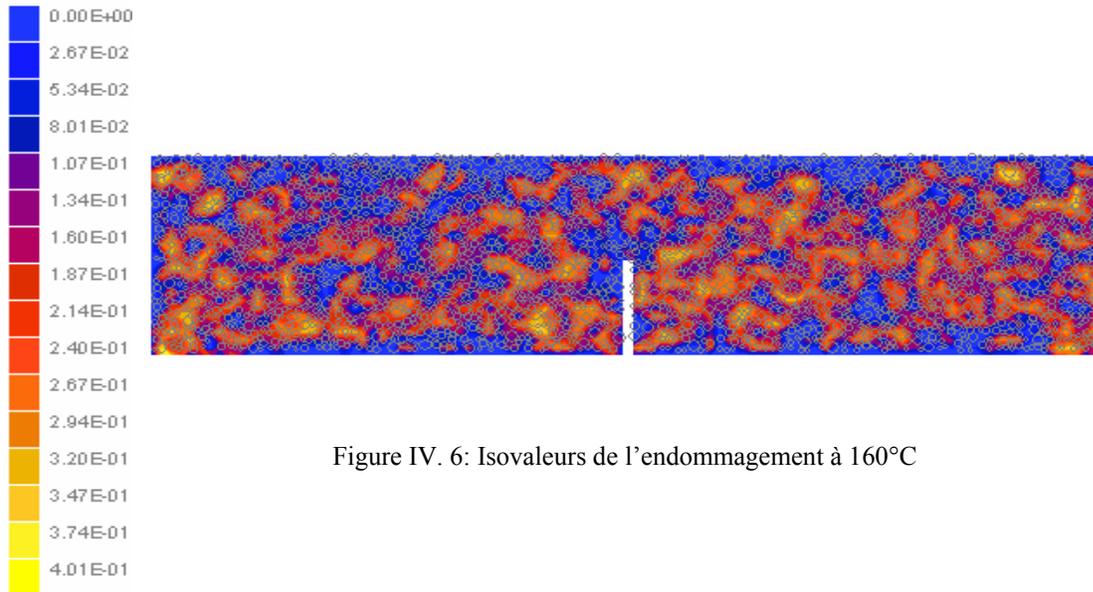


Figure IV. 6: Isovaleurs de l'endommagement à 160°C

La Figure IV. 7 montre l'évolution en fonction de la température de l'endommagement obtenu par simulation et l'endommagement expérimental. La comparaison des valeurs obtenues jusqu'à 400°C, indique une bonne description du comportement dégradé de la poutre à haute température

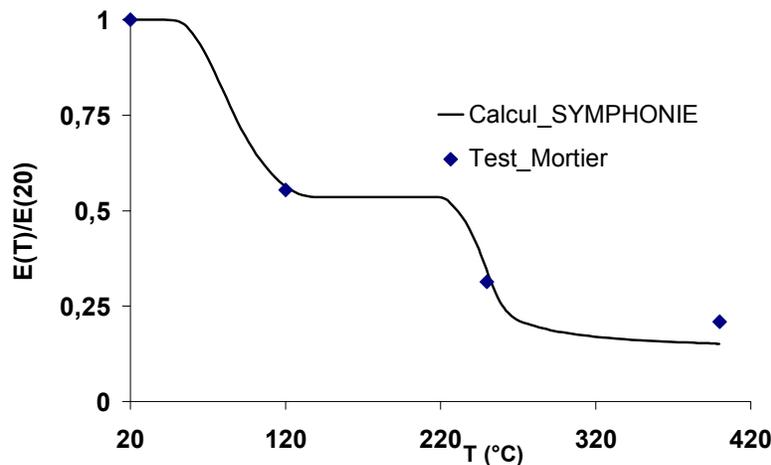


Figure IV. 7: Evolution du module élastique de l'essai comparée aux résultats de simulation Symphonie.

Les résultats de la simulation de Symphonie montrent un palier entre 120 et 250°C pour le mortier homogénéisé. Cette phase est caractérisée par des coefficients de dilatation thermique de la pâte et des granulats très proches. Dans la littérature [Suli-1971], nous avons trouvé le cas d'une poutre en mortier et une en béton testées en flexion trois points dans des conditions thermiques et mécaniques similaires testées

En effet, la vitesse de chauffage adoptée pour ces essais est de l'ordre de 0,8°C/min pour des éprouvettes prismatiques de $4 \times 4 \times 20$ in (1 in \approx 25,2 cm)

Les figures suivantes (Figure IV. 8) [Suli-1971] montrent, une évolution similaire du module E entre 120 et 300°C.

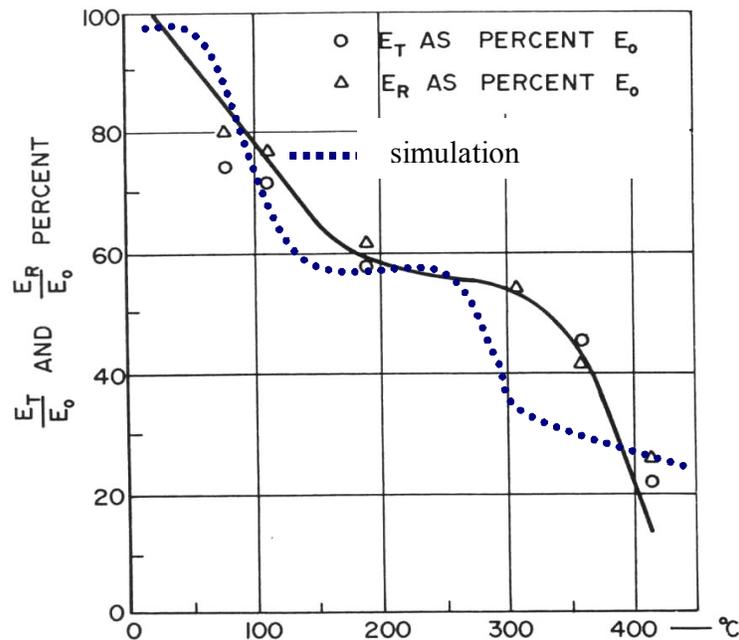


Figure IV. 8: Rapport du module élastique d'un mortier ordinaire en fonction de la température comparé aux résultats de simulation de Symphonie

E_R : représente le module mesuré après refroidissement (à froid).

E_T : représente le module à la température de traitement (à chaud).

E_0 : représente le module du matériau saint à 20°C.

Cette étude montre aussi que les modules mesurés à chaud et à froid sont sensiblement les mêmes pour le mortier et pour le béton. La variation des modules est quasi constante entre 120 et 300°C pour les deux matériaux

Pour conclure cette simulation nous a permis de :

- ✓ Simuler le comportement d'un mortier homogénéisé et de reproduire la dégradation de ce matériau en fonction de la température. Du point de vue qualitatif et quantitatif les résultats sont assez satisfaisants.
- ✓ De calibrer tous les paramètres mécaniques du modèle dont nous avons besoin pour simuler le comportement du béton à haute température. L'endommagement thermique du mortier que nous avons obtenu, représentera par la suite la dégradation prise pour la phase homogène lors des futures homogénéisations du béton.

4.2.3 Simulation par homogénéisation des bétons testés (BO : béton ordinaire et BSC : BHP silico-calcaires)

L'objectif de cette étude est de valider notre approche et de reproduire le comportement mécanique global dans le matériau testé. Nous cherchons ainsi les variations des courbes en fonction de la température :

- Courbe force-déplacement
- La charge à la rupture F_{max} .
- énergie de rupture G_f .
- L'endommagement global.

Les résultats obtenus seront par la suite confrontés aux résultats de l'essai. La comparaison testera la capacité du modèle à reproduire par homogénéisation, les dégradations engendrées au sein du matériau sollicité.

4.2.3.1.1 *Modélisation de l'essai*

A partir des résultats expérimentaux obtenus sur la pâte de ciment (endommagement physicochimique), nous reproduisons par simulation le comportement thermomécanique du mortier et de différents bétons. Nous effectuons par la suite une comparaison entre les lois prédites par le modèle et celles issues de l'expérience.

Comme nous l'avons signalé auparavant, l'approche cette fois considère le mortier comme étant une phase homogène dans le modèle BN. L'endommagement thermique introduit dans cette phase est celui obtenu lors de l'homogénéisation décrite dans le paragraphe précédent.

Sur les deux matériaux (BO et BSC). L'essai a été modélisé en contraintes planes avec des éléments quadrilatères à 4 nœuds.

Comme pour le mortier il s'agit ici, d'éprouvette en béton de dimension (100x100x400 mm³) chauffée lentement avec une vitesse de 0,5°C/min jusqu'à 400°C.

Les essais ont été modélisés en mode contrainte plane en considérant dans ce cas, le béton comme un matériau à deux phases : le mortier de ciment et n phases de granulats définie selon la granulométrie du matériau

La Figure IV. 9 montre la génération du milieu hétérogène avec le modèle BN et les conditions aux limites adoptées pour les deux cas de bétons simulés :

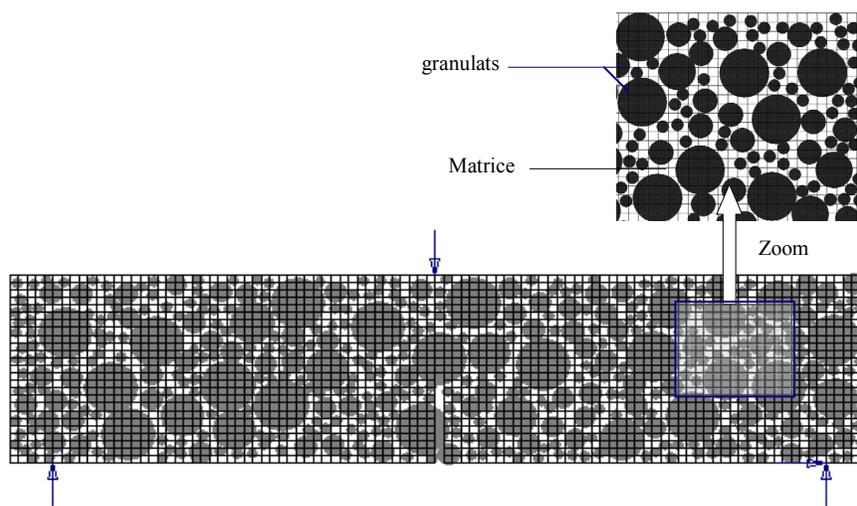


Figure IV. 9 : Maillage et condition aux limites adoptées pour les deux bétons (BO et BSC)

4.2.3.2 *Homogénéisation du béton ordinaire (BO) et du béton HP silico-calcaire (BSC) testés*

Le béton numérique pour le BO a été généré avec la granulométrie suivante :

<i>Diamètre maximum des granulats en (mm)</i>	<i>% du volume de la phase</i>
20	20%
15	10%
10	15%
5	15%

Tableau IV. 4: Granulométrie du BO simulé

Les caractéristiques mécaniques des phases pour homogénéiser le béton ordinaire testé et leurs évolutions en fonction de la température sont recensées dans le tableau suivant :

<i>Caractéristique</i>	<i>Valeur à 20°C</i>	<i>Phase associée</i>	<i>Variation avec la température</i>
Module élastique (MPa)	15000	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure III. 25
	60000	Granulats (70%)	
Résistance en traction (MPa)	3	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure III. 24
	9	Granulats (70%)	Constant [Wu-2000]
Energie de rupture G_f (N/mm)	0,04	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure III. 20
	0,12	Granulats (70%)	Constant [Wu-2000]
Coefficient de poisson	0,2	Mortier (30 %)	constant
	0,2	Granulats (70%)	constant
Coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$6 \cdot 10^{-6}$	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure IV. 4 (1)
	$3,55 \cdot 10^{-6}$	Granulats (70%)	Loi définie à la Figure IV. 10 (1)

Tableau IV. 5 : Caractéristique mécanique utilisées pour le calcul.(BO)

Pour l'homogénéisation du béton HP silico-calcaire (BSC), le béton numérique a été généré avec la granulométrie suivante :

<i>Diamètre maximum des granulats en (mm)</i>	<i>% du volume de la phase</i>
25	20%
15	10%
10	15%
5	15%

Tableau IV. 6 : Granulométrie du BSC simulé

Les caractéristiques mécaniques des phases pour homogénéiser le béton HP silico-calcaire testé et leurs évolutions en fonction de la température sont recensées dans le tableau suivant :

Caractéristique	Valeur à 20°C	Phase associée	Variation avec la température
Module élastique (MPa)	15000	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure IV. 7
	60000	Granulats (70%)	Constant [Wu-2000]
Résistance en traction (MPa)	3	Mortier (30 %)	Constant [Moun-2003]
	9	Granulats (70%)	Constant [Wu-2000]
Energie de rupture G_f (N/mm)	0,04	Mortier (30 %)	Loi définie à la figure III.2
	0,12	Granulats (70%)	Constant [Wu-2000]
Coefficient de poisson	0,2	Mortier (30 %)	constant
	0,2	Granulats (70%)	constant
Coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$8 \cdot 10^{-6}$	Mortier (30 %)	Loi définie à la Figure IV. 10 (1)
	$5 \cdot 10^{-6}$	Granulats (70%)	Loi définie à la Figure IV. 10 (2)

Tableau IV. 7 : Caractéristique mécanique utilisées pour le calcul (BSC).

En absence de données expérimentales sur l'évolution de la dilatation thermique des granulats silico-calcaires, nous avons opté pour une méthode simple pour déduire leurs évolutions à partir des essais réalisés sur un béton avec des granulats silico-calcaires. La méthode consiste à calculer les valeurs du coefficient de la dilatation thermique des granulats à partir des courbes de dilatation thermique des bétons à granulats silico-calcaires.

La Figure IV. 10 montre la loi de variation adoptée pour le cas des granulats calcaires formant le BO (1), et le cas des granulats silico-calcaires formant le BSC HP(2).

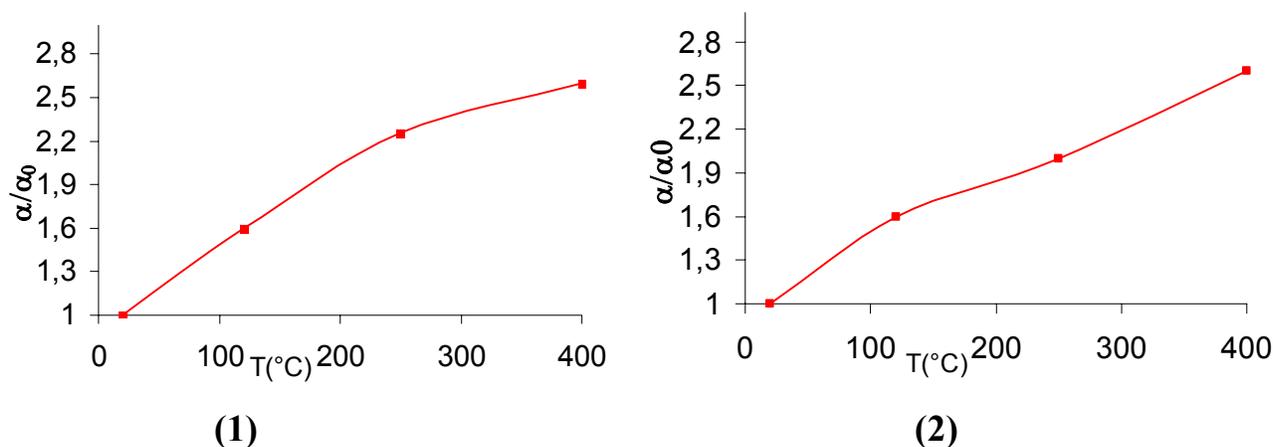


Figure IV. 10 : Lois de variation du coefficient de dilatation thermique de deux types de granulats

(1) Calcaires ; (2) Silico-calcaires

4.2.3.3 Résultats de calcul avec le modèle d'endommagement thermique de SYMPHONIE

Les résultats de simulation que nous présentons ici concernent deux bétons à granulats différents :

- Le béton ordinaire à granulats calcaires. (BO)
- Le béton HP à granulats silico-calcaires. (BSC)

4.2.3.3.1 Béton Ordinaire (BO)

Courbes charge-déplacement :

Les courbes des figures (Figure IV. 11 à Figure IV. 15), montrent les résultats charge déplacement du BO confrontés respectivement aux résultats de l'essai à :

- 20°C (Figure IV. 11) ;
- 120°C (Figure IV. 12) ;
- 250°C (Figure IV. 13) ;
- 400°C (Figure IV. 14) ;

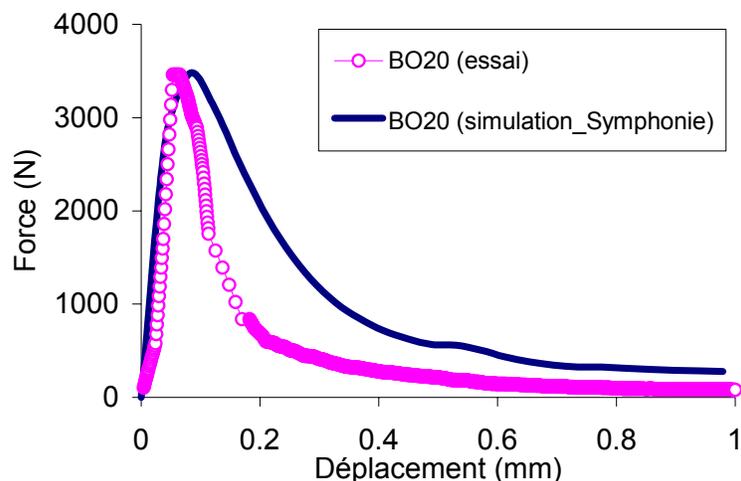


Figure IV. 11: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 20°C.

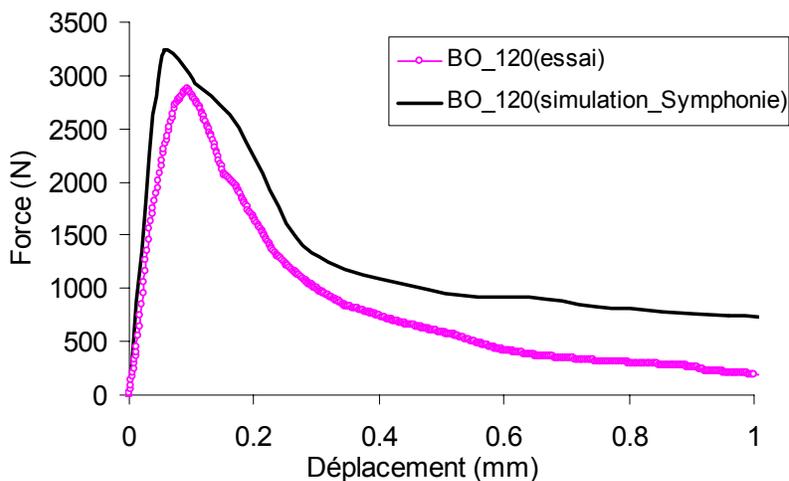


Figure IV. 12: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire à 120°C.

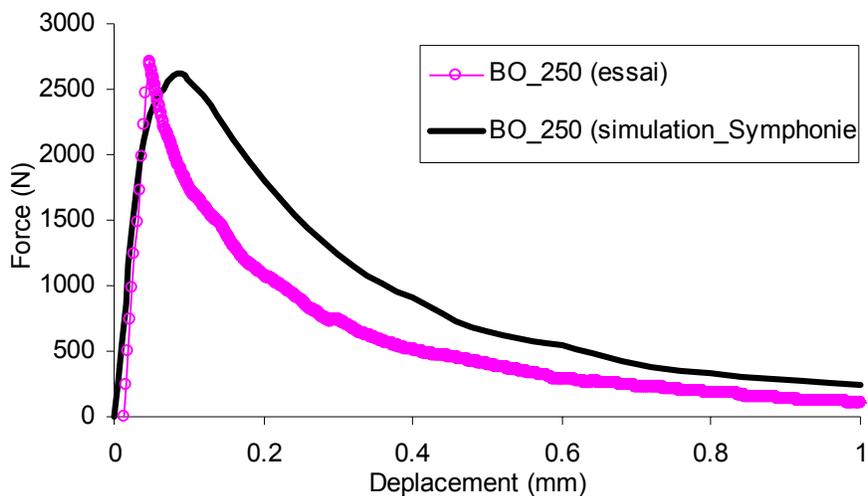


Figure IV. 13: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d’essai sur un béton ordinaire à 250°C.

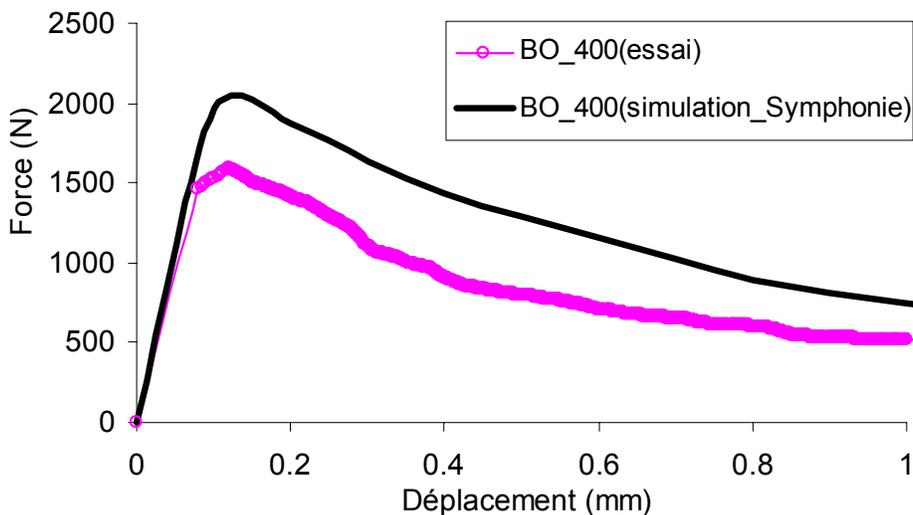


Figure IV. 14: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d’essai sur un béton ordinaire à 400°C

Les courbes efforts déplacement en flexion trois points à différentes températures, obtenues avec le modèle ont été comparées avec les résultats des courbes expérimentaux. Les résultats montrent que le modèle reproduit correctement les principales tendances expérimentales notamment l’endommagement thermique et l’effet de la dilatation différentielle.

Charge à la rupture F_{max}

La Figure IV. 15 présente, pour le béton ordinaire testé la charge à la rupture obtenue par le modèle en fonction de la température. La comparaison avec les résultats expérimentaux montrent que cette valeur est correctement prédite pour le béton ordinaire.

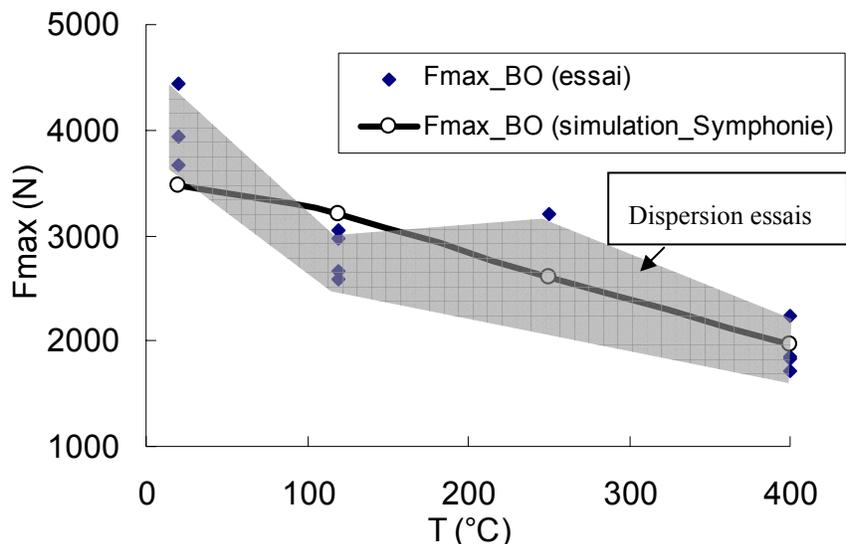


Figure IV. 15 : Résultats de simulation de la charge au pic en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire

Énergie de fissuration

Sur la Figure IV. 16 nous présentons les résultats de simulation de G_f à différentes températures confrontés aux résultats de l'essai. Les points de G_f simulé ont été obtenus à partir des calculs des aires sous la courbe (force - déplacement) pour un béton ordinaire à granulats calcaires

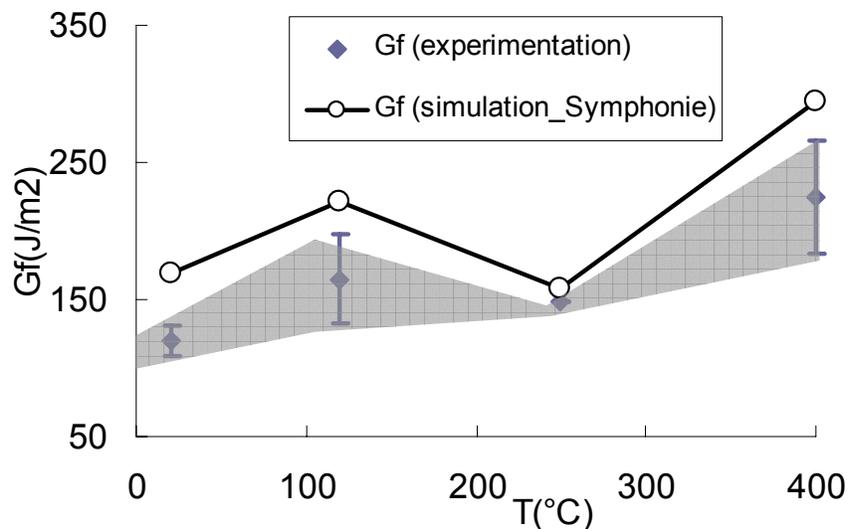


Figure IV. 16: Résultats de simulation de G_f en fonction de la température confrontés aux résultats d'essai sur un béton ordinaire

Endommagement global

Nous présentons sur la Figure IV. 17 ci-dessous les isovaleurs de l'endommagement thermique à 120°C et à 400°C. À 120°C on remarque que la déviation de la fissure au dessus de l'entaille, est due à la présence d'un granulats. L'endommagement est important aussi en dehors du voisinage de l'entaille et très présent autour des granulats à 400°C.

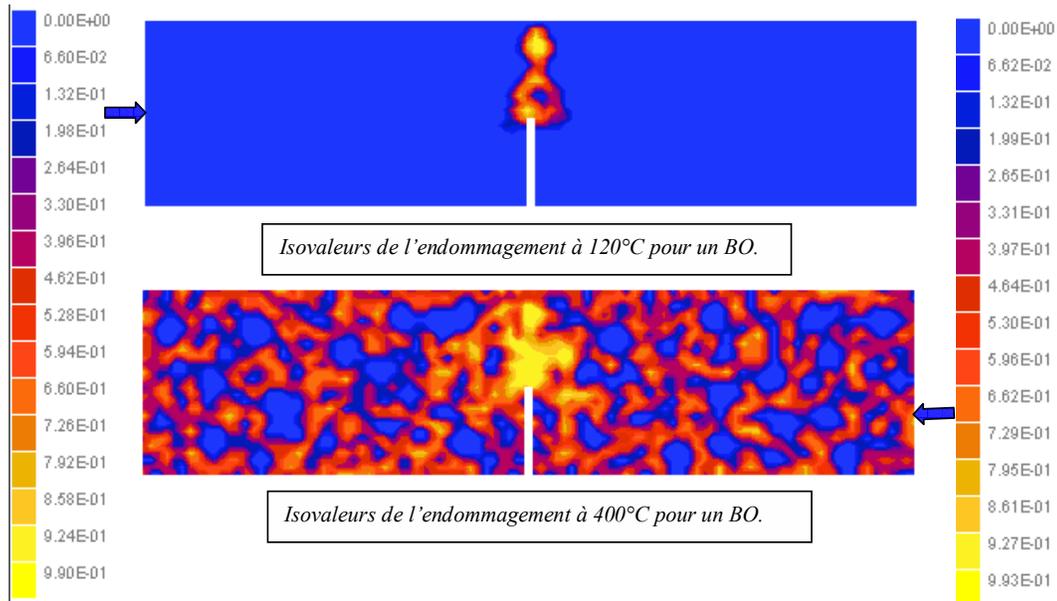


Figure IV. 17 : état d'endommagement d'un béton ordinaire à 120°C et à 400°C

4.2.3.3.2 Résultats du BHP Silico-calcaires

Courbe charge-déplacement

Cette seconde validation concerne les essais réalisés sur un béton silico-calcaire. Les figures suivantes montrent les résultats charge-déplacement obtenus par simulation comparés aux courbes des essais aux points de température

- 20°C (Figure IV. 18) ;
- 120°C (Figure IV. 19) ;
- 250°C (Figure IV. 20) ;
- 400°C (Figure IV. 21) ;

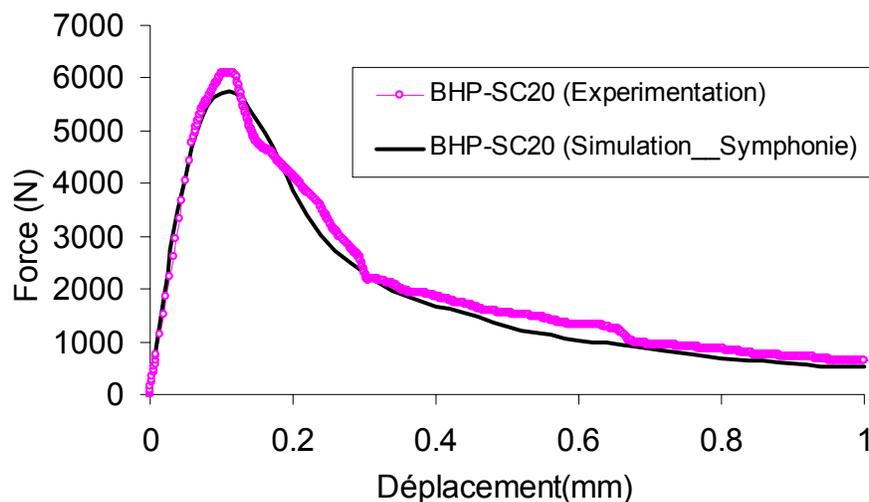


Figure IV. 18: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d'essai sur un béton silico-calcaire à 20°C.

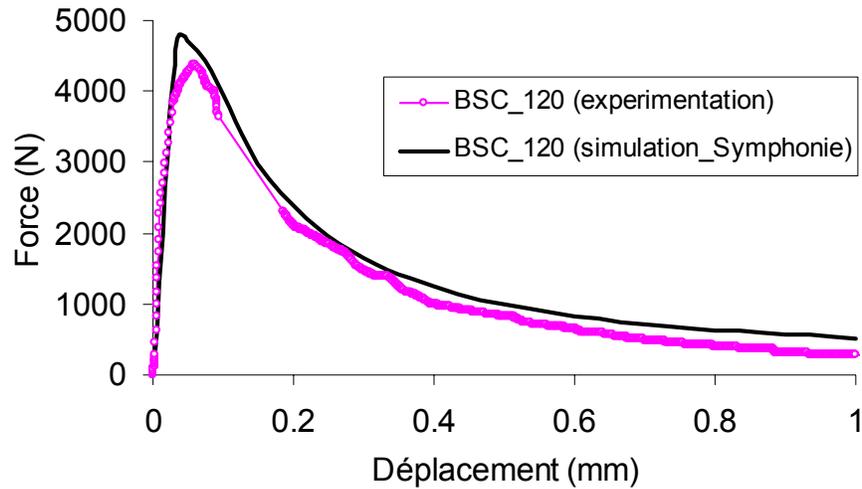


Figure IV. 19: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d’essai sur un béton silico-calcaire à 120°C.

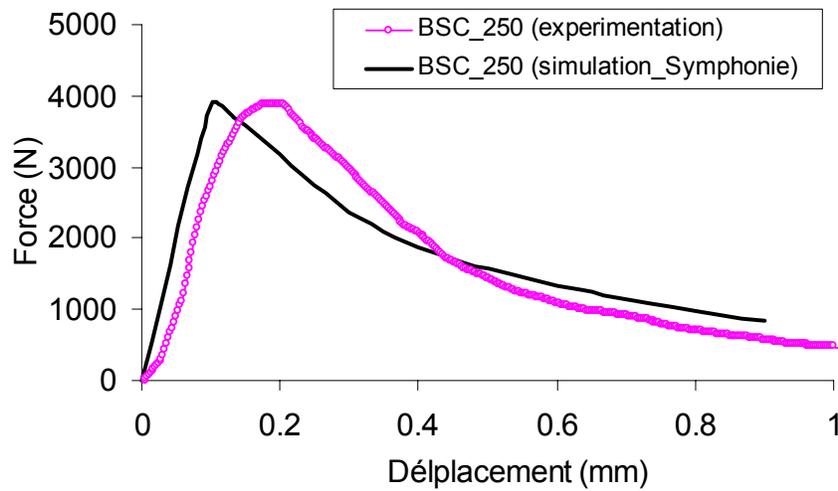


Figure IV. 20: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d’essai sur un béton silico-calcaire à 250°C.

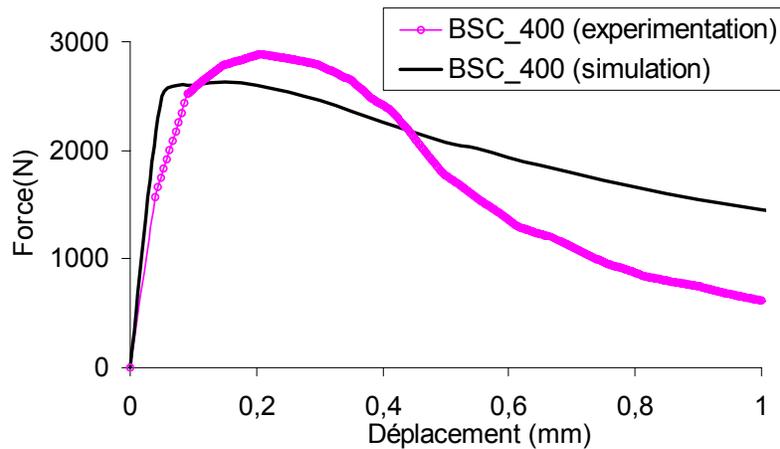


Figure IV. 21: Résultats de simulation de charge – déplacement confrontés aux résultats d’essai sur un béton silico-calcaire à 400°C.

Charge à la rupture F_{max}

La Figure IV. 22 montre la confrontation simulation-essais de la charge à la rupture en fonction la température du béton silico-calcaire

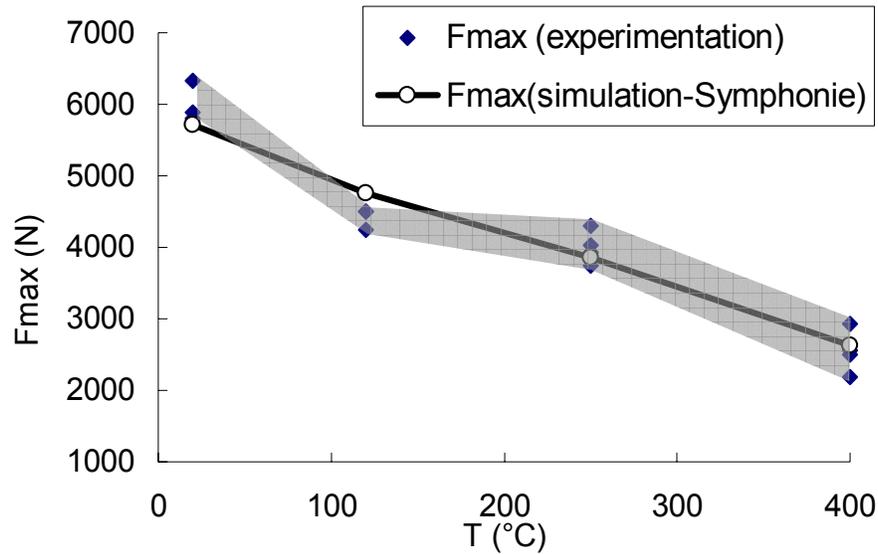


Figure IV. 22: Résultats de simulation de la charge au pic en fonction de la température confrontés aux résultats d’essai sur un béton silico-calcaire

Énergie de fissuration

La Figure IV. 23 montre le résultat de l’énergie de fissuration G_f en fonction de la température. La courbe s’écarte sensiblement des valeurs expérimentales notamment à 250°C, mais la tendance globale est correctement décrite par le modèle.

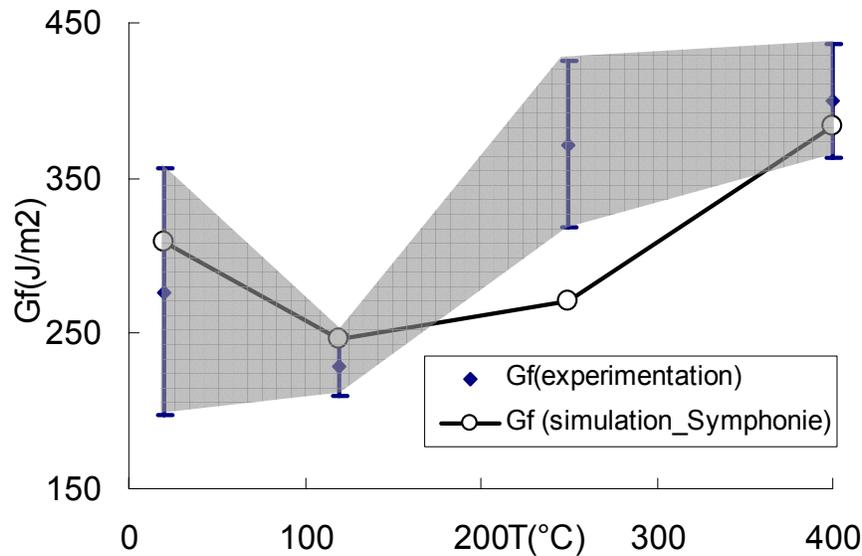


Figure IV. 23: Résultats de simulation de l’énergie de fissuration en fonction de la température confrontés aux résultats d’essai sur un béton silico-calcaire

La comparaison des résultats de l'essai avec ceux de la simulation montre que le modèle décrit de façon correcte l'évolution de l'effort-déplacement, de la charge à la rupture et de l'énergie de fissuration en fonction de la température.

Endommagement global

La Figure IV. 2 montre les isovaleurs de l'endommagement thermique retrouvé par simulation sur des éprouvettes soumises à un essai de flexion 3 points.

Elle nous donne une carte des valeurs de l'endommagement au sein du béton ainsi que le profil de la fissuration et de sa localisation.

A 400°C l'endommagement localisé dans l'interface pâte-granulats est plus important que celui constaté à 120°C.

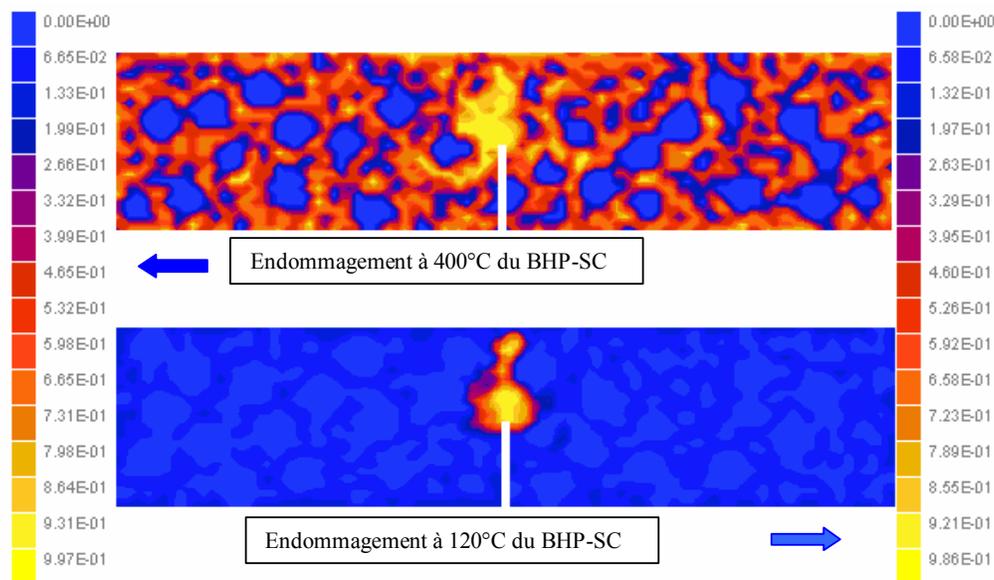


Figure IV. 24: Isovaleurs de l'endommagement total dans le béton silico-calcaire à 120 et à 400°C obtenus par SYMPHONIE.

4.3 Simulation d'éprouvettes en béton réfractaire à haute température: Application 1.

Après la validation du modèle sur des cas d'éprouvette en béton, nous présentons maintenant une application du modèle proposé à l'analyse de cas d'éprouvettes en béton réfractaire testées à haute température en flexion 4 points par Simonin (2000). Le but de cette application est de mettre en évidence l'effet de la dilatation différentielle et de l'endommagement thermique dans ce type de matériau connu par sa bonne résistance au feu.

Avant de présenter les résultats de simulation de cette étude, nous proposons une brève description des bétons réfractaires et les principales caractéristiques thermomécaniques du matériau choisi pour la simulation

4.3.1 Bétons réfractaires

Le béton réfractaire tel qu'il est défini par les normes américaines ASTM possède des propriétés physico-chimiques qui le rendent résistant dans les cas où il est exposé à une température supérieure 1000°C. Il est généralement cuit, et soumis à de forts gradients thermiques depuis la température ambiante jusqu'à 1650°C. Il peut également être soumis à des chocs thermiques répétés et à des cycles thermiques continus. La préparation de ces bétons est différente des bétons ordinaires ou des BHP. Après une période de cure de 24 h au maximum, le béton réfractaire est séché puis chauffé à la température qu'exige le traitement.

4.3.1.1 Compositions et matériaux

Le béton réfractaire est constitué principalement de trois composants :

- Le ciment : les bétons réfractaires n'utilisent que des ciments hydrauliques réfractaires et alumineux de fort pourcentage en (Al_2O_3) et de (CaO) [Parc-1982] qui résistent à des très hautes températures
- les ultrafines : elles sont constituées d'un mélange de fumée de silice et d'alumine pour augmenter la compacité du mélange et améliorer les propriétés rhéologiques du béton.
- les adjuvants : ce sont les faibles doses d'ajouts à la pâte ou au béton et qui modifient ses propriétés (accélérateur de prise et de durcissement, retardateurs, plastifiants, rétenteurs d'eau,...)
- Les granulats utilisés sont généralement les mêmes que les produits façonnés (briques, tuiles), en revanche la nature des liants est très différentes par la présence d'autres éléments chimiques supplémentaires (aluminates, silicates et phosphate). Les caractéristiques du béton dépendent fortement des caractéristiques des granulats (caractéristique mécanique, dilatation, conductivité thermique,...) et de leur répartition granulométrique

4.3.1.2 Comportement thermomécaniques des bétons réfractaires

Très peu d'études ont été consacrées à l'analyse et à la connaissance du comportement thermomécanique des bétons réfractaires. Ils est admis que les propriétés mécaniques baissent fortement au delà de 300°C à cause de la destruction du réseau d'hydrates de la pâte de ciment couplé à

l'augmentation de la porosité. A plus haute température, les études effectuées montrent que les réfractaires retrouvent leur résistance grâce au frittage et à la formation des liaisons céramiques (1300°C) et soulignent le rôle de l'alumine et des aluminates du calcium. Les propriétés thermiques des réfractaires sont liées essentiellement à leur microstructure et leur composition. Elles sont alors différentes d'un matériau à l'autre. Il est important de signaler que la conductivité thermique diminue avec la température pour les matériaux cristallins contrairement aux matériaux vitreux [Alpi- 1979]. Elle est comprise généralement entre 1 et 3 W/K.m.

Les phénomènes d'éclatement peuvent se produire dans ces matériaux à cause des forts gradients thermiques engendrés par les chauffages rapides. Les facteurs importants dans ce genre de dégradation sont principalement la dilatation et la conductivité thermique du matériau mais d'un degré moindre que les BHP vue leur grande porosité et qui augmentent en fonction de la température (19 % à 20 °C et 24 % à 1400°C) (Figure IV. 25) d'après [Baza-1996], [Simo-2000]

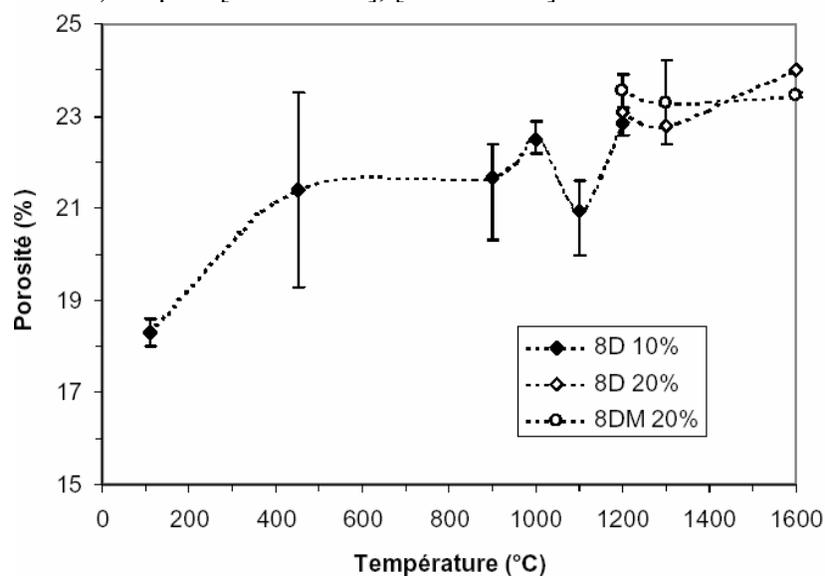


Figure IV. 25: évolution de la porosité de différent réfractaire en fonction de la température du traitement [Simo-2000]

8D 10% : béton réfractaires à 10% de spinelle

8D 20% : béton réfractaires à 20% de spinelle

8DM 20% : béton réfractaires à 20% de spinelle et contenant le magnésium

D'autre part, plus la dilatation thermique du matériau est faible, plus les contraintes internes générées par choc thermique sont faibles.

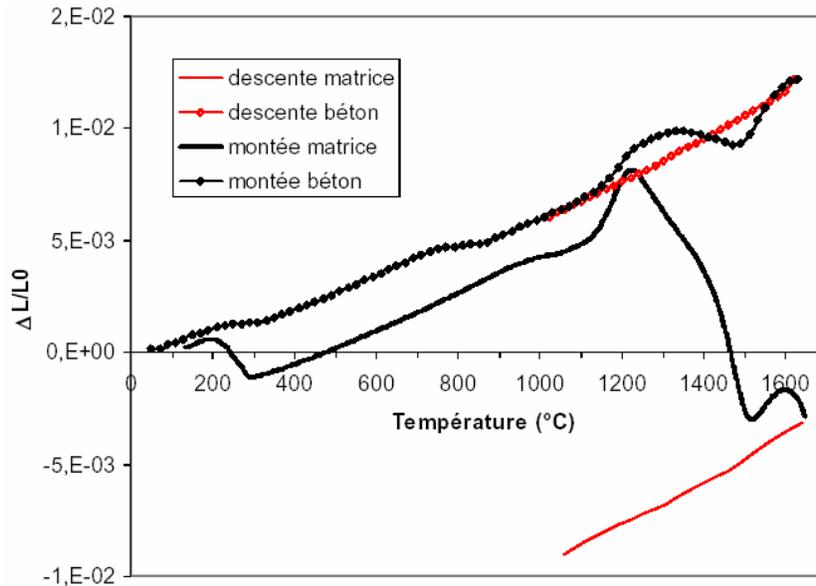


Figure IV. 26: Courbe de dilatation thermique d'un béton réfractaire et de sa matrice en fonction de la température selon Simonin [Simo-2000]

Entre 200 et 300°C, l'écart entre les coefficients de dilatation thermique entre la pâte et les granulats est d'environ $33 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ (Figure IV. 26). Il explique que la chute des propriétés mécaniques est due en partie au processus de déshydrations dans la pâte de ciment. Cette chute de module de béton peut être expliquée par les effets de dilatation entre la matrice et les granulats (retrait de la matrice et dilatation des granulats) qui engendre une microfissuration importante au niveau de l'interface. L'effet de la dilatation différentielle a été noté également par nombreux chercheurs ([Blun-1976], [Roux-1974]). La Figure IV. 27 montre l'évolution du module élastique du béton réfractaire en fonction de la température. Les essais réalisés par Simonin [Simo-2000] sur les bétons réfractaires montrent que l'augmentation de la porosité ne permet pas à elle seule d'expliquer la diminution du module élastique observé entre 200 et 300°C pouvant atteindre 50% (Figure IV. 27)

Les différents composants du matériau possèdent des modules élastiques très différents (environ 150 GPa pour les granulats et 30 GPa pour la pâte de ciment) cette différence de modules élastique engendre plus de contraintes locales au cours du cycle de chauffage-refroidissement.

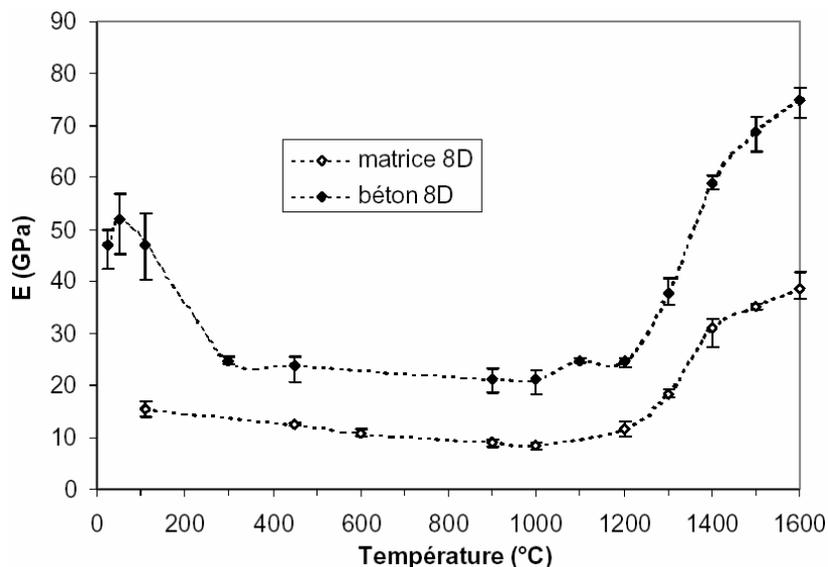


Figure IV. 27: Evolution du module élastique d'un béton réfractaire (8D) et de sa matrice en fonction de la température [Simo-2000]

Au-delà de 1000°C, le module élastique du béton et de sa matrice réaugmente grâce à la recristallisation des aluminates de calcium. En revanche une diminution à 1200°C est observée due à l'augmentation de la porosité

4.3.2 Simulation des éprouvettes testées en flexion 4 points d'un béton réfractaire

Cet exemple traite le cas statique d'une poutre en béton réfractaire (8D) soumise à une flexion 4 points. Pour le calcul de l'endommagement thermique dans ce matériau nous avons utilisé les coefficients de dilatation thermique fonction de la température, issus de la bibliographie précédente (Figure IV. 26).

La granulométrie est celle utilisée pour la conception de béton réfractaire type 8D [Simo-2000]

Nous cherchons ainsi à reproduire la loi de dégradation de ce type de béton en fonction de la température en mettant en évidence l'effet de la dilatation thermique différentielle entre les phases constituant le matériau. L'approche « Béton numérique » permet de prendre en compte la déshydratation et les transformations physicochimiques via une variable d'endommagement introduite dans la phase ciment.

La variable d'endommagement thermique d'origine physicochimique a été introduite en se basant sur les résultats d'essai et notamment ceux de la matrice du béton 8D (Figure IV. 27).

La confrontation des résultats des rapports des modules de Young essai-calcul, montre une très bonne prédiction des cette loi de dégradation thermique à haute température (Figure IV. 28)

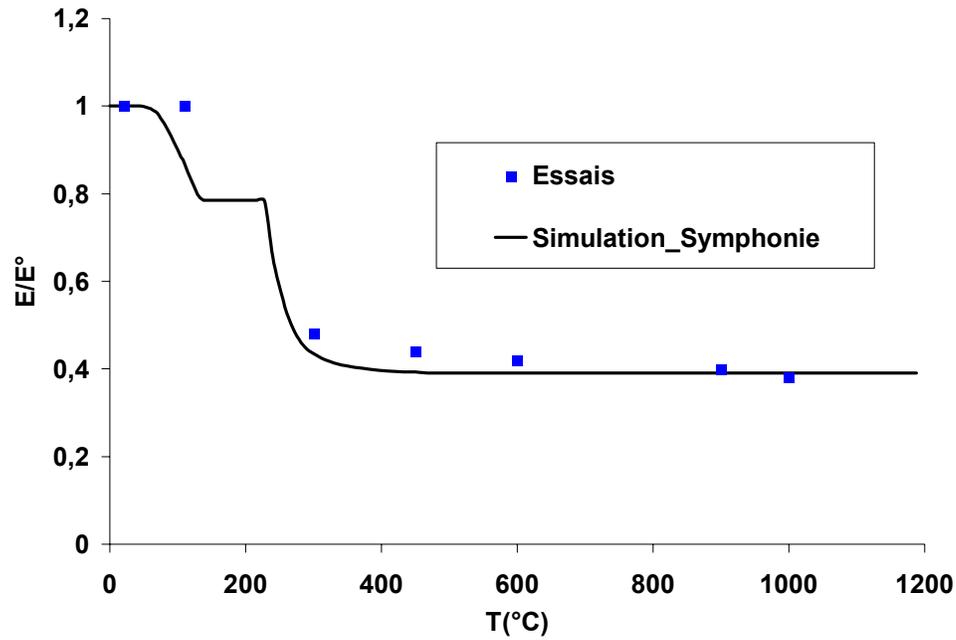


Figure IV. 28: Simulation de l'endommagement thermique du béton réfractaire 8D

Ce résultat met donc en évidence l'intérêt de la prise en compte de la variation des coefficients de dilatation thermique et de l'aspect mésoscopique pour la modélisation du comportement du béton à haute température.

4.4 Simulation sous chargement thermique et mécanique simultanée à haute température dit « fluage thermique transitoire » : Application 2.

Après la validation du modèle sur des cas d'éprouvettes en béton et la première application au cas de béton réfractaire à haute température, nous présenterons une deuxième application du modèle dédiée à l'analyse du cas où le béton est soumis à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées. Ces essais proviennent des travaux réalisés par Jumppanen [Jump-1992], Diederichs[Died-1992] et Holst [Hols-1994].

L'objectif de cette partie est d'apporter une meilleure connaissance au comportement du béton sous chargements thermique et mécanique simultanés. Cette étude traite la problématique constatée expérimentalement et appelée « fluage thermique transitoire » qui caractérise le comportement du béton lorsqu'il est soumis en même temps à un chargement mécanique et un chargement thermique.

Nous montrons qualitativement ici par simulation avec le modèle d'endommagement thermique de Symphonie que ce phénomène est tout à fait naturel car il s'agit d'un écrouissage sous charge d'un matériau hétérogène.

4.4.1 Modélisation de l'essai

Les essais que nous avons choisis pour la simulation concernent des éprouvettes cylindriques ($68 \times 132 \text{mm}^2$), chargés et chauffés jusqu'à 400°C avec une vitesse de chauffage de $5^\circ\text{C}/\text{minute}$.

Le chargement thermique est appliqué par l'intermédiaire d'une température imposée sur toutes les faces du spécimen.

L'essai a été modélisé en mode axisymétrique en appliquant une charge qui représente l'équivalent de 0%, 20% et 40% de la résistance en compression d'un BHP (103 MPa). Cette charge est appliquée dès le début du chauffage et maintenue constante pendant toute la durée de l'essai.

La Figure IV. 29 montre la géométrie, le maillage et les conditions aux limites adoptées pour le calcul.

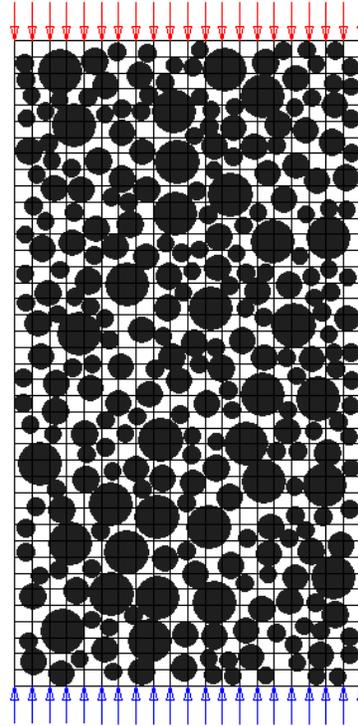


Figure IV. 29: Maillage et conditions aux limites adoptées pour le calcul.

La variable d'endommagement thermique d'origine physico-chimique est prise en compte ainsi que toutes les caractéristiques thermomécaniques du BHP, issues des essais réalisés par Holst [Holst-1994]

4.4.2 Résultats de simulation et confrontation

La Figure IV. 30 représente l'évolution de la déformation totale en fonction de la température obtenue sur 2 BHP de résistances nominales en compression proches [Hols-1994].

Les charges appliquées sur les deux BHP sont comprises entre 0% et 60% de la charge à la rupture déterminée à la température ambiante.

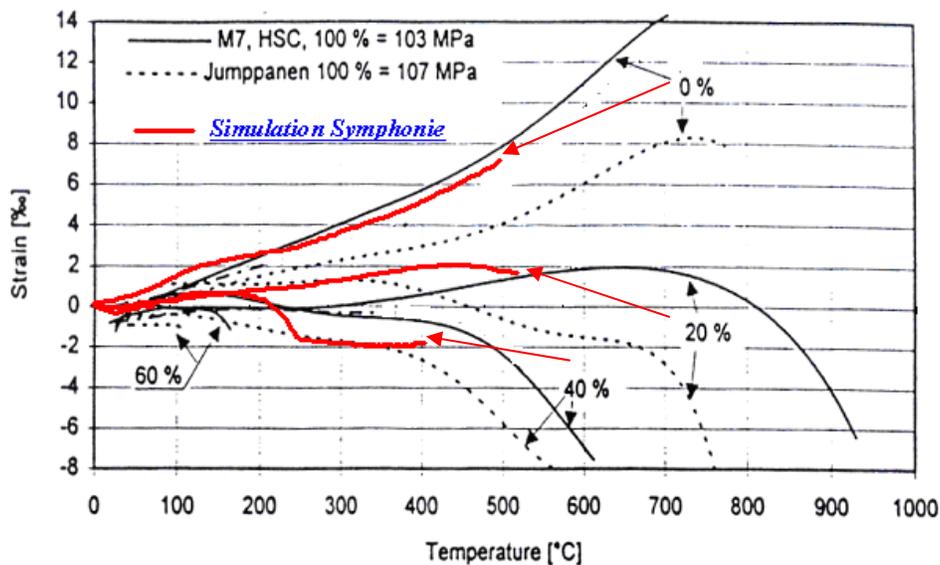


Figure IV. 30: Réponse du modèle au cas de chargement thermique et mécanique couplée confronté aux résultats des essais (jusqu'à 500°C)

Les deux BHP testés sont caractérisés par des valeurs de résistance en compression très proches. Les résultats qu'on obtient, donnent une bonne tendance de la déformation totale en fonction de la température. Ceci confirme ici par l'approche du modèle d'endommagement thermique que bien que le phénomène soit tout à fait naturel et qu'il s'agisse d'un écrouissage sous charge d'un matériau hétérogène. Nous rejoignons par la présente démonstration de Symphonie, les explications du phénomène, de plusieurs auteurs, par l'interaction du processus de dilatation des phases du béton avec le retrait de dessiccation de la matrice, et d'autre part à la microfissuration qui se développe au sein du béton durant le chauffage [Hans-1966] [Parr-1979].

4.5 Conclusion

Le modèle multi-échelles de l'endommagement thermique de SYMPHONIE est validé. Ces validations ont été réalisées en mettant en évidence de l'effet de dilatation différentielle entre les composantes du béton. Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence un comportement satisfaisant du modèle vis-à-vis de l'expérience. Les paramètres expérimentaux identifiés ont alimenté le modèle pour une meilleure connaissance du comportement du matériau à haute température.

Les premiers calculs ont permis de caler les paramètres mécaniques du modèle. Les résultats obtenus sur nos essais de flexion à haute température sont prédictifs, ils ont été confrontés aux résultats de l'essai afin de reproduire correctement l'endommagement au sein des matériaux testés.

Pour voir la capacité du modèle d'une part à tenir compte de l'effet de la dilatation thermique différentielle et de l'endommagement thermique, et d'autre part à fournir une prédiction fiable du comportement du béton à hautes températures, deux applications du modèle ont été réalisées, la première sur des bétons réfractaires soumis à de très hautes températures et la deuxième également avec succès pour expliquer les observations expérimentales du comportement thermomécanique du béton sous chargement mécanique, appelé communément « fluage thermique transitoire ».

Conclusion générale et perspectives.

Les objectifs principaux de notre travail étaient, d'une part, d'identifier les mécanismes élémentaires conduisant à la dégradation des bétons sous l'effet de la température et d'autre part de proposer un modèle prédictif de l'endommagement des bétons sous l'effet de la température. Pour cela nous avons adopté une démarche qui consiste à découpler l'endommagement thermique d'origine mécanique (accompagné des déformations) et qui a lieu à l'échelle macroscopique et microscopique de l'endommagement thermique d'origine physico-chimique (non accompagné de déformations) et qui est dû principalement aux transformations physico-chimiques de la matière. Cette approche est basée sur l'exploitation simultanée du modèle multiphasique Béton Numérique (BN) et du modèle d'endommagement déviatorique (MODEV), implantés dans le code de calcul aux éléments finis SYMPHONIE.

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique consacrée à l'étude du comportement du béton à haute température et aux modèles d'endommagement thermique existants, a été présentée. Cette analyse bibliographique nous a permis d'orienter notre travail de recherche vers une étude fine des mécanismes de dégradation des bétons à haute température sur le plan expérimental et numérique, et notamment la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment et les granulats.

Le deuxième chapitre a été consacré à la modélisation multiéchelles de l'endommagement thermomécanique des bétons. L'analyse des différents modèles macroscopiques de comportement nous a permis de montrer l'insuffisance de l'approche macroscopique quant à la prise en compte des modes complexes de dégradation du béton sous l'effet de la température. A l'échelle mésoscopique, nous avons démontré l'existence d'une déformation supplémentaire, appelée déformation micromécanique, responsable de l'endommagement par dilatation différentielle. Pour cela nous avons classé en deux grandes catégories les mécanismes de base qui conduisent à l'endommagement du béton à haute température :

- Endommagement thermique accompagné de déformations empêchées (à l'échelle macroscopique ou microscopique).
- Endommagement thermique d'origine physicochimique.

Le principe général de la modélisation multi échelle était de considérer d'une part plusieurs échelles pour la simulation allant de la pâte de ciment jusqu'au béton, et d'autre part d'attribuer l'endommagement thermique d'origine physicochimique, identifié expérimentalement, à la pâte de ciment. Ceci nous a permis par la suite de modéliser le matériau à différentes échelles par homogénéisation en introduisant la fonction identifiée expérimentalement et en tenant compte de la variation des coefficients de dilatation thermique de la pâte de ciment et des granulats.

Afin de prendre en compte l'aspect multi-échelle du modèle et d'identifier un ensemble de paramètres expérimentaux d'entrée nécessaires à l'étude, un programme expérimental a été conçu dans le chapitre III.

La première partie de ce chapitre a été consacrée à l'optimisation de la vitesse du chauffage des essais et au calcul des contraintes internes. Dans la deuxième partie nous avons conçu un programme expérimental pour quantifier l'endommagement thermique et pour identifier les paramètres d'entrée du modèle d'endommagement thermique. Cinq matériaux cimentaires ont été étudiés : une pâte de ciment, un mortier HP, un béton ordinaire et 2 BHP. Des essais de flexion trois points ont été effectués sur des éprouvettes ayant subi au préalable un cycle de chauffage – refroidissement optimisé par simulation.

Dans le dernier chapitre nous avons présenté une série de simulations pour la validation de l'approche. La validation est effectuée en simulant les différents essais réalisés dans le cadre de la présente recherche.

L'approche "Béton Numérique" de SYMPHONIE a permis de mettre en évidence l'existence de la déformation micromécanique due à la dilatation différentielle entre la pâte et les granulats et responsable en partie de l'endommagement sous effet thermique du béton. C'est une approche originale permettant l'identification par simulation des lois de comportement des bétons à hautes températures. Cette approche a été également appliquée avec succès pour expliquer les observations expérimentales du comportement thermomécanique du béton sous chargement mécanique, appelé communément « fluage thermique transitoire ». En fin, une application aux bétons réfractaires soumis à des très hautes températures a été réalisée.

Parmi les perspectives de ce travail de recherche, il est intéressant de mener des simulations à très hautes températures afin de prendre en compte les transformations physico-chimiques qui ont lieu également dans les granulats. En effet, à ces stades de température les phénomènes chimiques seront de plus en plus prépondérants au delà de 400°C à cause de la décomposition des granulats supposés inertes dans la présente recherche. Ceci ne constitue pas une limitation du modèle mais nécessite un travail expérimental complémentaire pour identifier la fonction d'endommagement physico-chimique des granulats et de l'intégrer dans le modèle selon la même démarche effectuée pour la pâte de ciment. Il est également prévu de mener une campagne expérimentale complémentaire pour identifier l'endommagement thermique par une méthode non destructive de type ultrason. Des observations au MEB et au diffractomètre des éprouvettes chauffées et non chauffées seront également réalisées pour observer les modifications physico-chimiques dues au chauffage.

Ces travaux rentreront dans le cadre d'une démarche complémentaire et globale réalisée au sein du pôle MOCAD du CSTB qui concerne l'étude du comportement thermo-hygro-mécanique (THM) en milieux poreux non saturés et endommageables.

Références bibliographiques

[Abe-1972]: **Abe, H, Kawahara, T., Ito, T And Haraguchi, A.** Influence factors of elevated temperatures on thermal properties and inelastic behaviour of concret. In Concrete for Nuclear Reactors, ACI Special Publication No.34, Vol. 2, Paper SP34-40, *American Concrete Institute*, Detroit, pp. 847-70

[Ande-1976]: **Anderberg, Y. & Thelandersson, S.** Stress and deformation characteristics of concrete at elevated temperatures. Part II: Experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54. *Lund Institute of Technology*, Lund. 1976.

[Arme-1992]: **Armero, F. & Simo, J.C.** A new unconditionally stable fractional step method for non linear coupled thermo-mechanical problems. *Int. Jnl. Numer. Meths. Engrg* 35, 737-766. 1992

[Baker-1995]: **Baker G., De Borst R.,** A thermo-mechanical damage model of concrete at elevated temperatur Proc. FRAMCOS 2, Zurich, 1995, P. 991-1000.

[Baker-1996]: **Baker, G.** The effect of exposure to elevated temperature on the fracture energy of plain concret. *Mater. & struct.* (1996), 29(19), pp. 383-388.

[Baro-1994]: **BarogheL-Bouny, V.** Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances, Thèse de doctorat de l'ENPC, 1994.

[Baza-1983]: **Bazant Z. P., Oh B. H.,** Crack band theory for fracture of concrete in *Materials and structures*, Vol. 16, n° 193, 1983, pp. 155-177

[Baza-1986]: **Bazant. Z.P, Pfeiffer, P.F.** "Shear fracture Tests of concrete" materials and structures, Tesearch and testing(RILEM, Paris) V.19, No 110, Mars-Apr 1986, pp 111-121.

[Baza-1988]: **Bazant Zdenek, P. and Prat, C.** Effect of temperature and humidity on fracture Energy of concrete. *ACI Materials Journal*. Technical paper Title no 85-M32.1988.

[Baza-1996]: **Bazant, Z.P ; Kaplan, M.** Concrete at high temperature: material behaviour and mathematical modelling. *Londonlonman concerte design and conconstruction* series, 1996.412 p.

[Ben-2001]: **Bentz D.P.,** The virtual cement and concrete testing laboratory consortium annual report 2001. *National institute of standards and technology*, US department of commerce, décembre 2001

[Bin-2001]: **Binsheng Zhang** , **N.Bicanic**, **Ch.J. Pearce**, **D. V. Phillips**, Relationship between brittleness and moisture loss of concrete exposed to high temperatures. *Cement and Concrete Research* 32 (2002), pp.363-371.

[Boek-1978]: **Boek, D.** Elementary Engineering Fracture Mechanics, *Sijith-off and Noorthoff*, Intrnetional publishers, Netherlands, 1978, 408p.

[Breu-2001]: **Breunese, A.** Tensile properties of concrete during fire, Master Thesis, TNO report 2001-CVB-R04634, Delft University of Technology, 2001

[Camb-1967]: **Cambell-Allen, D.;** **Dessai P.M.** The influence of agregate on the behavior of concrete at elevated températures. *Nuclear engineering and design*, 1967, vol 6, n°1, pp 65-77

[Cast-1990]: **Castillo, C. & Durrani, A. J.** Effect of transient high temperature on high strength concerte. *ACI Materials Journal* , pp 47-53. 1990.

[Coll-1967]: **Collet, Y.** Etude des propriétés du béton soumis à des températures élevées entre 200 et 900 °C *Annales des travaux publics Belges*, 1977, n°4, p 332-339

[Cris-1972]: **Crispino, E.** Studies on the technology of concrete under thermal conditions, In International Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. ACI Special Publication No.34, Vol. 1, Paper SP34-25, *American Concrete Institute*, Detroit, pp. 443-79/80

[Cuba-1966]: **Cubaud, J.C & Murat, M.** Évolution des pâtes de ciment portland CPAC entre 25 et 1000°C ,*Ciments et bétons*, 1966, N°609 pp1-12.

[Dela-1992]: **De Larrard F., Belloc A., Boulay C., Kaplan D., Renwez S., Sedran T.** Formulations de référence – Propriétés mécaniques jusqu'à l'âge de 90 jours. Rapport rédigé à la demande du Projet National BHP2000. Décembre 1996.

[Dias-1992]: **Dias, W. P. S., Khoury G.A. and Sullivane P.J.E.** Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C. *ACI Materials Journal*, 1990, vol 87, n°2, p160-166

[Died-1992]: **Diederichs U., Jumpanen U-M. and Penttala. V.** Behaviour of high temperatures. Espoo 1989. *Helsinki University of technology, Department of Structural Engineering*, Report 1992. P.723

[Dtu-1987]: **DTU.** Comportement au feu des structures en béton, *Règles FB*, Feu et Béton. 1987, 42p.

- [Euro-1994]: **Eurocode 4**. Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, Paris, AFNOR, 1994, 204 p.
- [Engl-1989]: **England G. L, Greathead R.J, Khan S.A**, Influence of high temperature on the water content, permeability and pore pressure in concret.Proc. *10th SMRT, Anaheim(California)*, 1989, Vol H, P.31-36.
- [Fele-1999]: **Felecitti, R. & Gambarova, P.G**. 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, 1999, p 167- 186.
- [Fich-1996]: **Fichant, S**. Endommagement et anisotropie induite du béton de structures : Modélisation approchée. Thèse de Doctorat de l'ENS-Cachan, 1996.
- [Fokw-1992]: **Fokwa, D**. Matériaux hétérogène : Analyse expérimentale et modélisation numérique par une approche hiérarchique. Thèse de Doctorat de l'université de Paris 6. 1992.
- [Fran-1987]: **Franssen, J. M**. Etudes du comportement au feu des structure mixtes acier-béton. Thèse de Doctorat de l'Université de Liège, Belgique, 1987. 267p.
- [Garb-1990]: **Garboczi, E.T**. Permeability, diffusivity, and microstructural parameters : a critical review, *Cement and concrete research*, , 1990, Vol. 20, pp.591-601.
- [Gron-2003]: **GRONDIN F., MOUNAJED G., BEN HAMIDA A., DUMONTET H**. Digital concrete : a multi-scale approach for the concrete behavior', International Conference of Computational Methods in Sciences and Enginnering 2003, Kastoria, Grèce, 12-16 Septembre 2003.
- [Hans-1966]: **Hansen T., C., and Eriksson L**. Temperature change n behaviour of cement past, mortar and concrete under load. *Journal of American Concrete Institute*, 1966, vol 63,n°4, p 489-504.
- [Hara-1972]: Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., Furumura, F. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. *Concrete for nuclear reactors*, Detroit : *Americain Concrete Institue*, 1973, pp. 179-203. SP-39.
- [Hein-1998]: **Heinfling, G**. Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermomécaniques à hautes températures. Thèse de génie civil; INSA Lyon Univ. Lyon I, 1998.227p.
- [Hert-1984] **Hertz, K**. Heat-induced explosion of dense concretes, Technical University of Denmark, Institute of Building Design, Repport N° 166.

[Hite-1998]: **HITECOSP**, High Temperature Concrete and spalling, User Guide and Theoretical Manual, ENEA and Padova Riceche

[Hols-1994]: **Holst, F.** Mechanical properties of high strength concrete at high temperatures. Interim report M7:2, p18, *HPC structures*, Lund Institut of Technologie, Sweden.

[Kali-2000]: **Kalifa, P. et Menneteau, F.D.** Mesures de pression, température et perte en masse dans les bétons à hautes températures, Rapport BHP 2000

[Kali-1998]: **Kalifa, P. & Tsimbrovska, M.** Comportement des BHP à hautes températures, État de la question et résultats expérimentaux. *Cahier de CSTB* n° 3078

[Khou-1999]: **Khoury, G.A.** Mechanical behaviour at high temperature. Final report , Brite Euram III, HITECO programme BE-95-1158. 1999.

[Knot-2001]: **Knott, J.F.** Fundamentals of fracture Mechanics, *Butter-worths*, London, 1973 ,273pp.

[Laba-1977]: **Labani J.M.** The Schor Term Structural bahviour of lightweight aggregate concrete at elevated temperatures. Phd Thesis, University of London, 1997, 198 p.

[Labo-1991]: **Laborderie, Ch.** Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Thèse de Doctorat de l'Université de Paris 6, 1991, 175p.

[Lee-1998]: **Lee, J.** Theory and implementation of plastic-damage model for concrete structures under cyclic and dynamic loading. Phd dissertation: University of California, Berkeley, 1998. 151p.

[Lema-1988]: **Lemaître, J., Chaboche, J. L.** Mécanique des matériaux solides. Dunod-1988.

[Malh-1989]: **Malhotra, V.M, Wilson, H.S., Painter, K.E.** Permmformance of Gravelstone Concrete Incorporating Silica Fume at Elevated Temperature. Detroit: *American Concrete Institue*, 1989, pp 1051-1076. SP 114-51.

[Maré-1972]: **Maréchal, JC.** Variations of the modulus of elasticity and Poisson's ratio with temperature. *In Concrete for Nuclear Reactors*, ACI SP-34, 1972, Vol. 1, pp 495-503

[Maza-1984]: **Mazars, J.** Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat de l'Université Paris6, 1984.

- [Mitk-1988]: **Mitkova, D.** High temperature Resistance of concrete with Scattered Reinforcement. *Stavebniky Casopis*. 36.v.2 :161-170. 1988
- [Mora-1990]: **Moranville-Regourd, M.** Microstructure des bétons à haute performances, dans les bétons à hautes performances : du matériau à l'ouvrage, sous la direction de Yves Malier, Presse de l'ENPC, Paris.
- [Moun-1991]: **Mounajed, G.** SYMPHONIE, *Code de calcul général aux éléments finis*, CSTB, France.
- [Moun-1998]: **Mounajed G., Obeid W.** Thermo-hygro-mechanical coupling of saturated and non-saturated porous media, modelling by using finite element method » *Workshop on modelling of deterioration in composite building components due to heat and mass transfer*, Britsukuba, Japon, 22-23 janvier 1998.
- [Moun-2001]: **Mounajed G., Obeid W.** Un modèle thermo-hygro-mécanique pour la simulation du comportement au feu des bétons. –première conférence internationale Albert CAQUOT, modélisation et simulation en génie civile : de la pratique à la théorie. ENPC, 3-5 octobre 2001.
- [Moun-2002a]: **Mounajed, G.** Exploitation du nouveau modèle béton numérique dans SYMPHONIE. *Cahiers du CSTB*, n°3421 septembre 2002.
- [Moun-2002b]: **Mounajed, G., Boussa, H., Menou, A.** Thermal mechanical damage of concrete exposed to high temperature. *First International Conference on Applications of Porous Media Jerba*, Tunisia, June 02-08, 2002.
- [Moun-2002c]: **Mounajed, G., Ung Quoc, H., Boussa, H.** Development of a new concrete damage model "MODEV" in SYMPHONIE F.E. code: Application to metallic anchor bolts. *The Second Biot Conference on Poromechanics*, August 26-28, 2002, Grenoble. France, p 917-923.
- [Moun-2003]: **Mounajed G., Menou A., Boussa H., Pineaud A., Remond S. & Cabrillac, R.**
« Comportement au feu des bétons. Approche multi échelles de l'endommagement thermique et identification expérimentale des paramètres », *Revue Française de Génie Civil*, 2003 (accepté).
- [Moun-2003]: **Mounajed G., Menou A., Boussa H., La borderie Ch. & Carre H.**
« Multi-scale approach of Thermal damage: Applications to concrete at high temperature». Fifth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Vail, Colorado, 12-16 April 2004 (accepté)

[Nakh-2002]: **Nakhlé, H.** Homogénéisation du comportement thermomécanique des bétons à hautes performances par le modèle « Béton Numérique » de Symphonie, Rapport de DEA, *MOCAD-CSTB, ENPC*, Juillet 2002.

[Nech-2000]: **Nechnech, W.** 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 génie civil; INSA Lyon Univ. Lyon I, 2000.192p.

[Noum-1995]: **Noumowé, N.A.** Effet de hautes températures (20°C-600°C) sur le béton. Cas particulier du BHP. Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon, 1995.

[Noum-2001]: **Noumowé, N.A., Aggoun S., Cabrillac, R.** Influence du type de granulats sur les propriétés de bétons à matrice hautes performances soumis à une température élevée. *Annales du BTP*, N° 5, Oct-Nov 2001.

[Park-1982]: **Parker, K.M. Sharp, J. H.** « Refractory calcium aluminates », *Tran. J. Brit. Ceram. Soc.*, 1982), vol, N°2, p461-474.

[Parr-1979]: **Parrot, L. T.** A study of transitionnal thermal creep in hardened cement paste. *Magazine of Concrete Research*, 1979, vol 31, n°107, p 99-103.

[Pete-2001]: **Petersson, P.E.** Fracture energy of concrete: Method of determination. *Cement and Concrete Research*, 10, pp. 78-79, 1980.

[Pias-1984]: **Piasta, J.** Heat deformations of cements phases and microstructures of cement paste, *Matériaux et Constructions*, N°102, pp.415-420. 1984.

[Pimi-1999]: **Pimienta, P.** Évolution des caractéristiques des BHP soumis à des températures élevées (Tranche 1), résistances en compression et modules d'élasticité. *Rapport BHP 2000*.

[Rost-1987]: **Rostasy, F. S., Ehm C., Heinrichsmeyer K.** Structural alteration in concrete due to thermal and mechanical stresses. Proceeding of the first International RILEM Congress, Paris, 1987, p.92-99.

[Rots-1988]: **Rots, J.G.** Computational modelling of concrete fracture. Dissertation, Delft University of technology, Netherlands, 127P.

[**RILEM-1985**]: Fracture Mechanics of concrete, determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three point bending tests on notched beams, RILEM Recommendations, *Material and Structures* , Vol 18, N° 106 (1985).

[Sait-1988]: **Saito, H.** Explosive spalling of prestressed concrete in fire. In fire Resistance of prestressed Concrete. *Proceeding of a Symposium at Braunschweig*, 1965, Bauersverlag GmbH, Wiebaden, P. 80-87.

[Schr-1995]: **Schrefler, B.A.** F.E. in environmental engineering : Coupled thermo-hydro-mechanical processes in porous media including pollutant transport, *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 2, 3, 1-1. © 1995 by CIMM, Barcelona (Spain).

[Shah-1988]: **Shah, S. P., and Maji, A.**, Experimental observation of cracking and damage. *Ibid.* pp.15-29. 1988

[Sole-1984]: **Soles, J. A. & Geller, L. B.** Experimental studies relating mineralogical and petrographic features to thermal piercing of rocks. *Mines Branch Technical Bulletin*, TB53, Departement of Mines and Technical Surveys, Ottawa.

[Simo-2000]: **Simonin, F.** Comportement thermomécanique de bétons réfractaires alumineux contenant du spinelle du magnésium. Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon. 165p

[Stab-2000]: **Stabler, J. & Baker, G.** On the form of free energy and specific heat in coupled thermo-elasticity with isotropic damage. *International Journal of Solids and Structures*, 37 (2000) 4691-4713

[Stab-2001]: **Stabler, J., Baker, G., Heinfling, G. & Reynouard, J.M.** Effect of high temperature on the fracture energy of concrete. H. Mihashi (ed.), *proc. FRAMCOS III*. 1998.

[Sull-1971] : **Sullivan, P. J. E., Poucher, M. P.** The influence of temperature on the physical proprieties of concrete and mortar in the range 20 to 400°C. *Tempertaure & Concrete*, ACI Publucation SP 25, 1971, PP 103- 135.

[Symph-1994]: **SYMPHONIE**, General Finite element Code realised by Dr. G. Mounajed in *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment*. (1994).

[Szc-1988]: **Szczepan, W.** Influence of agregate size on the postpic tensile bahaviuor of concrete in cyclic tests', in brittle Matrix composites, Vol.2, edited by A.M Brandt and I.H. Marshall, Elsevier Applied Science, London, (1988) PP. 426-505

[Thel-1972]: **Thelandesson, S.** Effect of high temperature on the tensile strength of concrete. *Nordisk Betong*. 1972.

[Tsim-1998]: **Tsimbrovska, M.** Dégradation des bétons à hautes performances soumis à des températures élevées, évolution de la perméabilité en liaison avec la microstructure. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier Grenoble 1. (1998)

[Ulm-1999]: **Ulm-F.J.** Couplages thermomécaniques dans les béton. Un premier Bilan. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées-LCPC-Mai 1999.

[Ung-2003]: **Ung Quoc, H.** Développement de nouveaux modèle de comportement de béton. Application à la fixation métallique dans le béton. Thèse de Doctorat de l'ENPC. 2003

[Vonk-1992]: **Vonk, R. A.,** Strain softening of concrete loaded in compression. Dissertation, *Eindhoven university of technologie*, Eindhoven, the Netherlands, 1992, 163p.

[Wu-2001] : **Wu K., Chen B., Zhang D.,** Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete. *Cement & Concrete Research* 31 (2001) pp 1421-1425.

SYMPHONIE-(1994), *General Finite element Code* realised by Dr. G. Mounajed in Centre Scientifique et Technique du Bâtiment.
