



HAL
open science

Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons

Jean-Christophe Mindeguia

► **To cite this version:**

Jean-Christophe Mindeguia. Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons. Matériaux. Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2009. Français. NNT : . tel-00418218

HAL Id: tel-00418218

<https://theses.hal.science/tel-00418218>

Submitted on 17 Sep 2009

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.

THÈSE
PRÉSENTÉE À
L'UNIVERSITÉ DE PAU
ET
DES PAYS DE L'ADOUR

ECOLE DOCTORALE DES SCIENCES EXACTES ET DE
LEURS APPLICATIONS

PAR

Jean-Christophe MINDEGUIA

POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR

Spécialité :
GÉNIE CIVIL

CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE A LA COMPRÉHENSION DES RISQUES
D'INSTABILITÉ THERMIQUE DES BÉTONS

Soutenue le 10 Juillet 2009

Après avis de :

MM	Fékri MEFTAH	} Rapporteurs
	Jean-Michel TORRENTI	

Devant la Commission d'examen formée de :

M	Pietro GAMBAROVA	} Président
Mlle	Hélène CARRÉ	
MM	Christian LA BORDERIE	} Examineurs
	Pierre PIMIENTA	
	Albert NOUMOWÉ	
	Christophe LANOS	

REMERCIEMENTS

Les travaux réalisés durant cette thèse ne seraient rien sans toutes les personnes qui ont, tout au long de ces quatre dernières années, construit, collaboré ou encouragé cette aventure. Ces quelques lignes leurs sont dédiées, en m'excusant d'avance auprès de ceux ou celles que je n'aurais pas eu la délicatesse de mentionner.

En premier lieu, je souhaiterais remercier l'ensemble des membres du jury de ma thèse, et en particulier le professeur Pietro Gambarova, d'en avoir assumé la présidence. Je remercie également MM. Fékri Meftah, et Jean-Michel Torrenti, d'avoir accepté de rapporter mon travail et de m'avoir remis des rapports complets et constructifs pour la suite des recherches. Un grand merci à MM. Christophe Lanos et Albert Noumowé d'avoir su me faire bénéficier de leur expérience sur ce sujet complexe, avant, pendant et même après la soutenance.

L'essentiel des travaux de cette thèse a été réalisé au CSTB de Marne la Vallée, au sein de la division Etudes et Essais Mécaniques. Je tiens à remercier très vivement l'ensemble des personnes de ce prestigieux centre pour leur appui constant durant ces dernières années. Je veux remercier en particulier M. Charle Baloche, chef du département Sécurité, Structures et Feu, de m'avoir permis d'évoluer au sein de son service, avec une grande liberté matérielle, technique et scientifique.

Bien évidemment, je remercie les deux responsables de la division EEM, MM. Philippe Rivillon et Pierre Pimienta, de leur accueil et de leur disponibilité. Je leur suis très reconnaissant d'avoir su respecter l'indépendance du doctorant tout en n'hésitant pas à assurer leur rôle de formateur et d'encadrant. Je voudrais remercier Pierre en particulier pour tous nos savoureux échanges, sur le béton et tellement d'autres sujets passionnants.

A l'images de ses deux chefs, ce travail a été facilité par toute l'équipe d'EEM : Corinne, Olivier, Jean-Christophe, François, Alexandre, Julien, Fabrice, Richard et ceux que j'ai pu oubliés. Une dédicace toute particulière aux "De Giovanni Brothers", pour leur appui technique sans faille et leur constante bonne humeur.

Un grand merci à la division Etudes et Essais Feu du CSTB pour la mise à contribution de leur savoir et de leur matériel expérimental, ainsi que pour l'organisation réussie de ma soutenance. Un grand merci donc à Bernadette, Eric, Christophe, Romuald, Steeve, Stéphane et Dominique.

Je voudrais également remercier mes anciens collègues doctorants du CSTB, Izabela, Alexandre et Seddik, pour leur soutien dans les moments difficiles. Un grand merci à mes "p'tits" stagiaires, Arnaud, Maria et Valérie, qui ont su contribuer, par un travail rigoureux et efficace, à l'accomplissement de cette thèse.

Je tiens à remercier tout particulièrement M. Christian La Borderie, directeur du LaSAGeC², d'avoir construit, trouvé le financement, validé et critiqué mes choix expérimentaux, et tant d'autres choses que je ne pourrais mieux résumer en disant qu'il fut un très bon directeur de thèse. Je souhaite remercier, de façon très chaleureuse, Mlle Hélène Carré, directrice de l'ISA-BTP, de m'avoir constamment conseillé et épaulé durant ces dix dernières années. Certains choix importants peuvent conditionner toute une vie, je la remercie d'avoir toujours su m'aiguiller vers les bons chemins.

Un grand merci à toute l'équipe de l'ISA-BTP et du LaSAGeC², pour avoir su, malgré l'éloignement, être disponible en toute circonstance.

Une thèse est une expérience professionnelle et personnelle très riche dans le sens où elle prend une place importante dans la vie privée du doctorant. Je souhaite donc joindre à mes remerciements tout mon entourage, sans qui ce travail n'aurait sûrement pas abouti.

En premier lieu, je veux remercier mes parents de tout mon cœur pour leur soutien moral, matériel et financier durant ces longues années d'éloignement. Nul besoin de grande réflexion pour trouver meilleures personnes à qui dédier ce travail.

Un grand merci à l'ensemble de ma famille pour son constant encouragement, avec une pensée toute particulière pour mon grand père et mes deux mamies.

Je souhaiterais également remercier, le plus affectueusement possible et dans le désordre, tous mes plus chers ami(e)s : La Stebe et Nelly, Benji, Karine et tout le clan Smagghe, La Miente et Marie, La Taste et Véro, Tom, La Piste, La Grêle, Radis et Sophie, Aline et Nico, Puntxineto de la Casa, Gogoy et Céline, Lolo, Jedge, et l'ensemble de la promo 2012. Merci à tous de n'avoir jamais cessé de croire en moi, malgré le certain flou qui pouvait flotter sur le contenu de mes recherches.

Enfin, je dédie les dernières lignes de ces remerciements à celle qui ne s'est pas rendu compte qu'en entrant dans ma vie, elle l'avait remplie de bonheur. Emilie, merci pour ton soutien, tes encouragements et ton tiramisu à la framboise.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	9
PREMIERE PARTIE : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	12
1- PREAMBULE : CONTEXTE GENERAL DE L'ETUDE	13
1.1. Observations des instabilités thermiques	13
1.1.1. Incendies	13
1.1.2. Premières observations expérimentales	16
1.1.3. Etudes récentes.....	18
1.1.4. Autres observations des instabilités thermiques des bétons	19
1.1.5. Instabilités thermiques d'autres matériaux	20
1.2. Préjudices liés aux instabilités thermiques des bétons.....	20
1.2.1. Stabilité de la structure	20
1.2.2. Diminution des propriétés isolantes des parois.....	22
1.2.3. Pertes financières (cas des tunnels).....	22
1.3. Solutions technologiques	22
1.3.1. Fibres de polypropylène	22
1.3.2. Protection thermique	23
1.4. Instabilités thermiques des bétons et réglementation.....	24
1.4.1. DTU	24
1.4.2. Eurocode 2	24
1.4.3. Cas particulier des tunnels.....	25
1.4.4. Autres recommandations	25
2- COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE DES BETONS	26
2.1 Généralités sur les bétons	26
2.1.1 Constituants.....	26
2.1.2 Microstructure.....	27
2.1.3 L'eau dans le béton durci	30
2.2 Transformations physico-chimiques des bétons sous l'effet d'un chauffage.....	31
2.3 Dilatation thermique	36
2.4 Evolution de la porosité.....	39
2.5 Evolution des propriétés de transfert	41
2.6 Evolution des propriétés thermiques.....	44
2.7 Evolution des propriétés mécaniques	50
2.7.1 Comportement en compression	50
2.7.2 Comportement en traction.....	53
2.7.3 Fluage à haute température	54
2.7.4 Déformation thermique transitoire	54
3- ORIGINES PHYSIQUES DES INSTABILITES THERMIQUES	60
3.1 Processus thermo-hydrrique	60
3.1.1 Transport de masse et de chaleur dans le béton sous l'effet d'un chauffage.....	60
3.1.2 Lien possible avec le risque d'instabilité thermique	64
3.1.3 Hypothèses de fonctionnement des fibres de polypropylène	66
3.2 Processus thermomécanique.....	68
3.2.1 Gradient thermique.....	68
3.2.2 Contraintes thermomécaniques	69
3.2.3 Lien possible avec le risque d'instabilité thermique	71
3.3 Limites des deux théories et approches couplées.....	73
3.3.1 Limites de l'approche thermo-hydrrique	73
3.3.2 Limites de l'approche thermomécanique.....	73
3.3.3 Approches couplées	75
4- CONCLUSIONS DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	77

DEUXIEME PARTIE : ETUDE EXPERIMENTALE	79
1- MATERIAUX TESTÉS ET PROGRAMME EXPERIMENTAL	80
1.1. Formulations des bétons étudiés	80
1.1.1. Formule de base.....	80
1.1.2. Formules déclinées	82
1.1.3. Récapitulatif des formulations des bétons testés	85
1.2. Justification du programme expérimental	86
1.3. Confection, conservation et état hydrique des corps d'épreuve avant essai.....	89
1.3.1. Confection des corps d'épreuve.....	89
1.3.2. Conservation et état hydrique des corps d'épreuve.....	89
2- CARACTERISATION A HAUTE TEMPERATURE DES BETONS DE L'ETUDE	94
2.1 Propriétés mécaniques à 28 jours	94
2.1.1 Résistance à la compression et module d'élasticité.....	94
2.1.2 Résistance à la traction	96
2.2 Porosité à l'eau.....	97
2.2.1 Matériel expérimental	97
2.2.2 Traitement thermique des éprouvettes.....	98
2.2.3 Résultats.....	99
2.3 Perméabilité au gaz	102
2.3.1 Matériel et programme expérimental.....	102
2.3.2 Traitement thermique des éprouvettes.....	105
2.3.3 Résultats.....	105
2.4 Propriétés thermiques	108
2.4.1 Matériel expérimental	108
2.4.2 Traitement thermique des éprouvettes.....	110
2.4.3 Résultats.....	111
2.5 Perte de masse transitoire	114
2.5.1 Matériel expérimental	115
2.5.2 Traitement thermique des éprouvettes.....	115
2.5.3 Résultats.....	115
2.6 Propriétés mécaniques à haute température.....	117
2.6.1 Matériel expérimental	118
2.6.2 Programme expérimental	123
2.6.3 Dilatation thermique des bétons de l'étude	125
2.6.4 Compression uniaxiale des bétons de l'étude.....	127
2.6.5 Déformation thermique transitoire des bétons de l'étude.....	134
2.6.6 Contribution à l'étude des mécanismes de Déformation Thermique Transitoire	136
2.7 Synthèse des principales observations.....	141
3- COMPORTEMENT THERMO-HYDRIQUE DES BETONS A PETITE ECHELLE	142
3.1 Matériel expérimental.....	142
3.1.1 Vue d'ensemble du dispositif expérimental.....	142
3.1.2 Technique de mesure des pressions de vapeur et des températures	143
3.1.3 Précision sur les mesures de pressions de vapeur.....	144
3.1.4 Choix des sollicitations thermiques appliquées.....	146
3.2 Programme expérimental.....	147
3.3 Résultats	147
3.3.1 Mesures préalables sur éprouvettes cylindriques	147
3.3.2 Observations générales sur les essais PTM.....	151
3.3.3 Influence de la compacité des bétons	154
3.3.4 Influence de la sollicitation thermique	155
3.3.5 Influence de la nature des granulats	157
3.3.6 Influence du dosage en fibres de polypropylène.....	159
3.3.7 Influence de l'état hydrique initial	160
3.4 Synthèse des principales observations.....	162

4-	COMPORTEMENT AU FEU ISO DES BETONS	164
4.1	Matériel expérimental.....	164
4.1.1	Description du dispositif expérimental.....	164
4.1.2	Instrumentation des dalles.....	165
4.1.3	Sévérité de la sollicitation ISO.....	166
4.1.4	Caractérisation des instabilités thermiques.....	166
4.2	Programme expérimental.....	167
4.3	Analyse paramétrique des risques d'instabilité thermique.....	167
4.3.1	Caractéristiques des instabilités thermiques.....	168
4.3.2	Influence de la compacité des bétons.....	169
4.3.3	Influence de l'épaisseur du corps d'épreuve.....	170
4.3.4	Influence de la nature des granulats.....	170
4.3.5	Influence des fibres de polypropylène.....	170
4.3.6	Influence de l'état hydrique.....	171
4.3.7	Influence de la sollicitation thermique.....	172
4.4	Comportement thermo-hydrique des bétons sous feu ISO.....	174
4.4.1	Observations générales.....	174
4.4.2	Relation entre pressions de vapeur et instabilité thermique des bétons.....	176
4.4.3	Influence de la compacité.....	177
4.4.4	Influence de la nature des granulats.....	178
4.4.5	Influence des fibres de polypropylène.....	179
4.4.6	Influence de l'état hydrique.....	179
4.4.7	Cas particulier du chauffage lent.....	180
4.5	Synthèse des principales observations.....	182
5-	COMPORTEMENT SOUS FEU HYDROCARBURE MAJORE DES BETONS	184
5.1	Matériel expérimental.....	184
5.1.1	Four.....	184
5.1.2	Corps d'épreuve.....	184
5.1.3	Sévérité de la sollicitation HCM.....	185
5.2	Programme expérimental et positionnement des dalles.....	186
5.3	Résultats.....	188
5.3.1	Observations générales durant le chauffage.....	189
5.3.2	Observations après refroidissement.....	189
5.4	Synthèse des principales observations.....	191
TROISIEME PARTIE : DISCUSSION SUR LES MECANISMES D'INSTABILITE THERMIQUES DES BETONS ET PERSPECTIVES D'ETUDE		
1.1.	Pressions de vapeur et instabilité thermique.....	194
1.2.	Processus thermomécanique et instabilité thermique.....	195
1.3.	Etat hydrique et zone critique.....	197
1.3.1.	Influence de la compacité.....	197
1.3.2.	Influence de la sollicitation thermique.....	199
1.3.3.	Configurations d'essai à risque d'instabilité thermique réduit ou annulé.....	201
1.4.	Proposition d'une nouvelle solution technologique.....	202
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES D'ETUDE		
ANNEXES		
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUES		

RESUME

L'instabilité thermique des bétons est un phénomène particulier pouvant être préjudiciable pour la stabilité d'une structure pendant et après un incendie. Les frais d'immobilisation et de réparation des structures endommagées par instabilité thermique du béton sont généralement très élevés.

Ces dernières années, des études majoritairement théoriques ont tenté d'examiner les causes possibles à l'instabilité thermique des bétons. En particulier, de nombreuses discussions autour de l'importance relative des mécanismes thermomécaniques et thermo-hydriques ont été menées. Cependant, nous ne connaissons toujours pas aujourd'hui les conditions exactes d'apparition de l'instabilité thermique et les solutions technologiques qui existent (fibres de polypropylène, protection thermique rapportée) ne sont pas bien maîtrisées.

Les résultats que nous présentons s'inscrivent dans une étude globale des risques d'instabilité thermique des bétons. Plusieurs échelles d'observation du comportement à haute température d'un béton ordinaire (résistance à la compression de 40 MPa) et d'un béton à hautes performances (résistance à la compression de 60 MPa) ont été adoptées. A l'échelle du matériau, la détermination de l'évolution avec la température de données telles que la perméabilité, la porosité, les propriétés thermiques et les propriétés mécaniques nous permettent de mieux comprendre le comportement du béton à haute température. Ces essais sont complétés par des mesures de pression et de température sur des éprouvettes à taille réduite. Enfin, des essais au feu sur dalles (feu ISO et feu HCM) ont été réalisés afin de caractériser l'instabilité thermique des bétons.

La confrontation des résultats des essais à différentes échelles nous permet de discuter des paramètres qui semblent être les plus propices à l'instabilité thermique et proposons de nouvelles pistes d'investigation.

Mots-clés : instabilité thermique, éclatement, écaillage, pressions de vapeur, endommagement thermique, propriétés de transfert, propriétés thermiques, propriétés mécaniques, déformation thermique transitoire.

ABSTRACT

The spalling of concrete is a particular phenomenon which could seriously jeopardize the stability of a structure during and after a fire. Moreover, the reparation costs of the damages induced by spalling can be very important. Recently, some studies (mainly theoretical), have tried to find the most probable causes of concrete spalling. In particular, these studies tried to establish the relative importance of mechanisms such as thermo-mechanical or thermo-hydral processes for the appearance of spalling. However, we still do not exactly know the conditions of spalling and this phenomenon is still not predictable by calculations. Moreover, the existing technological solutions against spalling risk (polypropylene fibres or thermal protection) are still not well controlled.

The experimental results that we present take place in a global study of the spalling risk of concrete. An ordinary concrete (compressive strength 40 MPa) and a high performance concrete (compressive strength 60 MPa) have been tested under different levels of observation. At the material scale, the evolution with temperature of several properties has been assessed: gas permeability, water porosity, thermal properties and mechanical properties. These tests have been completed by the measurement of gas pressure into small concrete samples during low heating. At last, fire tests (ISO curve and Modified Hydrocarbon Curve) have been carried out on concrete slabs in order to observe the spalling of concrete.

The confrontation of the different experimental results allows us to discuss about the contribution of different parameters on spalling risk. At last, we suggest some new ways of investigation.

Keywords : thermal instability, spalling, gas pressure, thermal damage, transfer properties, thermal properties, mechanical properties, thermal transient strain.

INTRODUCTION GENERALE

Tunnels sous la Manche (1996 et 2008), du Mont Blanc (1999) et du Fréjus (2005) en France, Tunnels du Storebealt (1994) au Danemark, du Tauern (1999) en Autriche ou bien encore Tunnel du Gothard (2001) en Suisse, tous ces tunnels ont en commun d'avoir subi des incendies ancrés dans la mémoire collective pour leur violence thermique et le nombre de victimes humaines provoquées. De plus, les inspections après incendie ont tous fait état de structures en béton fortement endommagées avec, dans les endroits les plus violemment exposés au feu, des zones de béton clairement détachées. Ce départ du béton durant l'incendie est provoqué par une instabilité thermique du matériau, un phénomène couramment appelé éclatement ou écaillage (suivant le forme qu'il prend). Dans certains cas particuliers (comme dans le cas du premier incendie dans le tunnel sous la Manche), certains voussoirs (structure porteuse d'un tunnel) ont connu une éjection totale de leur épaisseur de béton. Dès lors, nous comprenons bien le danger que peut représenter un tel phénomène pour la bonne tenue de la structure durant et après un incendie : en enlevant du béton on compromet fortement la capacité portante des structures et leur fonction d'isolation thermique est réduite. Par ailleurs, les coûts de réparation et d'immobilisation de structures endommagées par un éclatement trop important du béton peuvent atteindre plusieurs millions d'Euros.

Dans les laboratoires d'essai, l'instabilité thermique des bétons est un phénomène bien connu des expérimentateurs, il est déjà observé au début du XX^{ème} siècle. Mais c'est dans les années 80, avec le développement de nouveaux bétons particulièrement sensibles au risque d'instabilité thermique (bétons à hautes performances, bétons autoplaçants, bétons fibrés à ultra haute performance), que l'étude du phénomène s'est intensifiée. Certains grands projets nationaux (BHP2000) et Européens (HITECO) ont étudié de près les risques d'instabilité thermique des bétons à haute performance. Les résultats expérimentaux de ces études, relayés par le développement de modèles numériques sophistiqués, ont permis de contribuer à l'explication physique des risques d'instabilité thermique des bétons. C'est également à partir de cette période que fut reconnue l'efficacité des fibres de polypropylène pour le comportement au feu des bétons. En effet, l'ajout de quelques kilogrammes de fibres dans le béton frais permet de réduire voire de supprimer le risque d'instabilité thermique des structures. D'autres solutions technologiques ont été par la suite développées, consistant à installer une protection thermique sur la face potentiellement exposée au feu des structures en béton.

De nos jours, la prise en compte réglementaire des risques d'instabilité thermique des bétons, et la répercussion que cela peut avoir sur la stabilité d'une structure durant incendie, repose essentiellement sur des approches expérimentales. En effet, aucun calcul prédictif du risque d'instabilité thermique ne peut être encore réalisé. Ce manque de prévision est dû à la méconnaissance, malgré de nombreuses études expérimentales et numériques, des phénomènes physiques qui sont à l'origine de l'instabilité thermique des bétons. Parmi les hypothèses couramment avancées dans la littérature, l'instabilité thermique des bétons reposerait sur un processus thermomécanique où l'éjection de matière est provoquée par des contraintes de compression élevées en partie exposée au feu. Ce mécanisme est intimement lié au gradient thermique au sein du matériau et aux dilatations thermiques empêchées de la structure. L'autre hypothèse d'explication de l'instabilité thermique fait appel à un processus thermo-hydrique : sous des mécanismes complexes de mouvement de fluide au sein du béton, l'instabilité thermique serait liée à une génération de pression de vapeur d'eau trop élevée par rapport à la résistance en traction du matériau. Cette hypothèse est restée pendant longtemps la plus généralement admise par la communauté scientifique. C'est en particulier celle qui est avancée pour expliquer le rôle positif des fibres de polypropylène lors d'un incendie : en fondant (vers 170 °C), les fibres créent au sein de la

matrice du béton des chemins de passage préférentiels pour les fluides, réduisant ainsi les pressions de vapeur d'eau.

La méconnaissance des origines physiques de l'instabilité thermique, qui empêche tout calcul prédictif et ralentit le développement des solutions technologiques, a emmené le CSTB et le LaSAGEC² à entreprendre depuis une dizaine d'années un effort de recherche sur le comportement à haute température des bétons. En 2004, une première thèse a été réalisée sur le comportement mécanique à haute température des bétons à haute performance, appuyée en 2007 par une seconde thèse portant sur le comportement haute température des bétons autoplaçants.

Le but des travaux de cette thèse est de contribuer de façon expérimentale à une meilleure compréhension des mécanismes physiques pouvant être à l'origine de l'instabilité thermique des bétons. Cela consiste à critiquer les deux théories existantes et d'être éventuellement dans la mesure de proposer de nouvelles voies de réflexion.

La première partie de ce document est une synthèse bibliographique des principales études expérimentales et théoriques concernant le comportement du béton à haute température. Dans un premier temps, nous rappelons le contexte de l'étude, en nous appuyant sur les observations des instabilités thermiques des bétons à la fois dans le cas d'incendies réels et dans le cas d'études de laboratoire. Après avoir mis en évidence les différents préjudices liés à l'instabilité thermique du béton, nous présentons les solutions technologiques existantes et la façon dont le législateur prévoit de prendre en compte le phénomène.

Dans un second temps, nous présentons les principaux résultats de mesure des propriétés du béton et de leur évolution avec la température. Ces résultats sont nécessaires à la maîtrise du comportement d'une structure en béton sous incendie et permettent de mieux comprendre les mécanismes possibles d'instabilité thermique.

Enfin, nous analysons les deux principaux processus couramment utilisés pour expliquer l'instabilité thermique du béton. Nous mettons en évidence leur manque de confrontation avec les résultats expérimentaux et les motivations qui ont conduit certains chercheurs à combiner les deux processus.

La deuxième partie du document est consacrée aux résultats expérimentaux obtenus durant les travaux de thèse. Elle est composée de cinq chapitres.

Le premier chapitre présente les matériaux testés, leur mode de fabrication et de conservation ainsi que leur état hydrique. La construction du programme expérimental est présentée et justifiée vis-à-vis des principales conclusions de l'étude bibliographique.

Le second chapitre présente les mesures des différentes propriétés des bétons de l'étude et leur évolution avec la température : porosité à l'eau, perméabilité au gaz, propriétés thermiques (conductivité et diffusivité thermique), courbes de perte de masse et propriétés mécaniques (dilatation thermique, résistance en compression, module d'élasticité longitudinal et transversal). Un effort de recherche est également entrepris pour une meilleure compréhension des composantes de déformation totale d'un élément de béton simultanément chauffé et mécaniquement chargé. Des essais de fluage à haute température et la détermination de la déformation thermique transitoire des bétons sont ainsi présentés. Ce chapitre peut se lire indépendamment du reste du document. Les données qu'il fournit peuvent être utilisées en tant que données d'entrées de modèles théoriques. Cependant, les résultats présentés sont utiles à l'analyse des résultats traités dans les chapitres suivants de l'étude expérimentale.

Le troisième chapitre présente les résultats de mesure de pressions de vapeur, de température et de perte de masse sur les bétons de l'étude. Ce chapitre peut être vu comme une caractérisation thermo-hydrique des bétons de l'étude.

Le quatrième chapitre présente les résultats d'essais au feu ISO réalisés sur des dalles de béton. Ces essais permettent d'étudier l'influence de plusieurs paramètres à la fois sur le risque d'instabilité thermique du béton et sur la génération des pressions de vapeur.

Le cinquième chapitre présente les résultats d'essais au feu Hydrocarbure Majoré (feu HCM) réalisés sur des dalles à dimensions variables. Le feu HCM est une sollicitation thermique très violente, ces essais constituent la dernière échelle d'observation de notre étude.

La dernière partie du document, à partir des résultats expérimentaux présentés à la seconde partie, est une discussion quant aux mécanismes possibles d'instabilité thermique. Nous critiquons les processus existants et nous permettons de nouvelles voies de réflexion. Enfin, nous proposons une nouvelle solution technologique, dont nous vérifions l'efficacité sous feu ISO vis-à-vis des risques d'instabilité thermique du béton.

PREMIERE PARTIE : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1- PREAMBULE : CONTEXTE GENERAL DE L'ETUDE

Dans cette partie seront présentés le contexte de l'étude, ainsi que les principaux résultats expérimentaux et les différentes conclusions des études antérieures concernant le risque d'instabilité thermique des bétons. Une attention particulière sera portée sur les cas réels d'incendie où l'instabilité thermique des bétons a été observée. Après avoir souligné les préjudices liés aux instabilités thermiques, nous justifierons l'effort de recherche à mener dans ce domaine. En particulier, nous présenterons les principales solutions technologiques existantes, sans toutefois rentrer dans le détail de leur fonctionnement physique. Enfin, nous présenterons la manière dont le risque d'instabilité thermique est traité dans les documents réglementaires et dans les différentes recommandations, en insistant sur le fait qu'à ce jour, aucun modèle fiable n'existe permettant la prévision théorique des instabilités.

1.1. Observations des instabilités thermiques

1.1.1. Incendies

Ces quinze dernières années ont vu le nombre d'incendies dans les tunnels fortement augmenter. En particulier, certains incendies dans des tunnels routiers ont marqué les observateurs par leur violence et le nombre de victimes humaines engendrées : tunnels sous la Manche (1996 et 2008), du Mont Blanc (1999) et du Fréjus (2005) en France, tunnels du Storebealt (1994) au Danemark, du Tauern (1999) en Autriche ou bien encore tunnel du Gothard (2001) en Suisse (*Haack 2003; Faure and Thimus 2004*).

L'intensification de ces drames est liée entre autres à l'augmentation du trafic routier, au transport de produits dangereux et à la conception des véhicules avec de plus en plus de matériaux hautement inflammables. A ceci peut s'ajouter le fait que la part des poids lourds dans le trafic total des principaux tunnels a fortement augmenté depuis la deuxième moitié du XXème siècle. Dans le cas du tunnel du Mont Blanc, la part relative des poids lourds dans le trafic total est passée par exemple de 8% en 1966 pour atteindre 64% en 1998 (*Haack 2003*). L'une des principales caractéristiques d'un incendie dans un tunnel est l'extrême sévérité de la sollicitation thermique. Ceci est dû en particulier au confinement d'une telle structure mais également (et c'est un paradoxe) à la ventilation (naturelle ou forcée) des tunnels qui peut entretenir et propager à plusieurs véhicules la combustion (*Ingason 2003*). Une estimation expérimentale des températures engendrées sur les parois d'un tunnel lors d'un incendie est présentée sur la Figure 1 (*Richter 1994*). La sévérité de la sollicitation thermique est également caractérisée d'une part par rapport au temps (relativement court) qu'il faut pour atteindre la charge thermique maximale et d'autre part par la durée totale de l'incendie (généralement longue du fait de la difficulté d'accès des secours, des températures très élevées et du manque de visibilité à cause des fumées et de la faible luminosité). En définitive, les conditions d'un incendie en tunnel entraînent un scénario thermique relativement sévère, que les différentes autorités Européennes ont tenté de représenter par l'intermédiaire de courbes de température normalisées. Quelques courbes réglementaires sont représentées sur la Figure 1.

Les inspections dans les tunnels après les incendies majeurs de ces dernières années ont tous fait état de structures en béton fortement endommagées avec, à proximité des endroits les plus violemment exposés au feu, des zones de béton clairement détachées (*Persy and Deloye 1986; Ulm, Acker et al. 1999; Féron, Autuori et al. 2006; Bernard, Lévy et al. 2007*). Ce départ du béton durant l'incendie est provoqué par une instabilité thermique du matériau, un phénomène couramment appelé éclatement ou écaillage (suivant le forme qu'il prend) par la communauté scientifique (les Anglo-Saxons ont tendance à utiliser la seule appellation "spalling"). Quelques illustrations des zones écaillées sont données en Figure 2 et Figure 3.

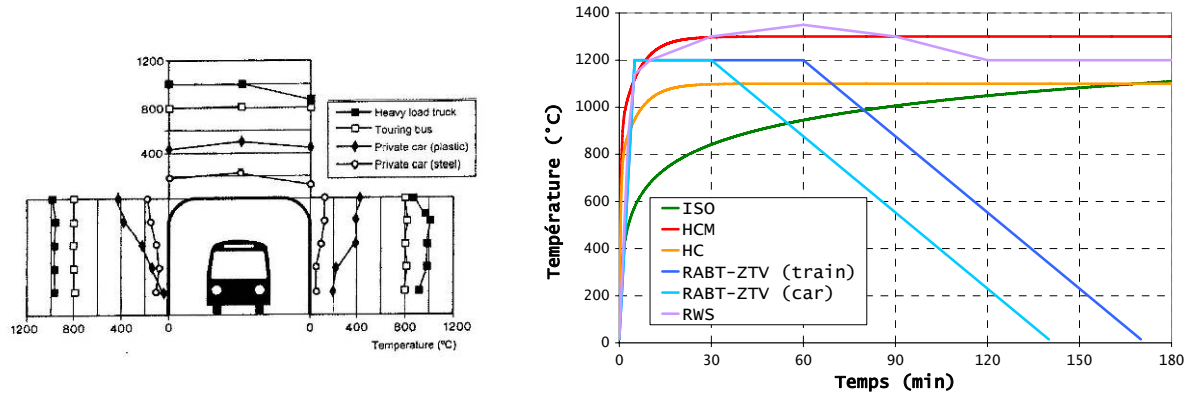


Figure 1 : à gauche, températures maximales mesurées sur les parois d'un tunnel lors d'un essai au feu (Richter 1994). A droite, différentes courbes de température / temps prévues par les législateurs Européens (ISO : courbe normalisée, HCM : courbe Hydrocarbure Majorée, HC : courbe Hydrocarbure, RABT-ZTV : courbe développée en Allemagne, RWS (Rijkswaterstaat) : courbe développée aux Pays-Bas).



Figure 2 : photos des voussoirs du tunnel sous la Manche prises après l'incendie de 1996. Par endroits, l'épaisseur de béton des voussoirs a totalement été expulsée.



Figure 3 : photos du tunnel du Saint Gotthard suite à l'incendie de 2001. A droite, effondrement du faux-plafond en béton du tunnel provoqué par l'incendie.

A partir de différentes études (Ingason 2003; Divet L., Sylvie A. et al. 2005), nous proposons de rassembler dans le Tableau 1 les principales caractéristiques thermiques de quelques incendies majeurs dans les tunnels. Nous donnons également les propriétés mécaniques de base du béton de structure et la caractéristique de l'éclatement.

Tunnel	Date	Charge thermique estimée (MW)	Température maximale atteinte (°C)	Durée incendie (h)	Résistance à la compression du béton (MPa)	Domages au béton
Storebaelt	1994	5 – 10	800 – 1000	7	76	Eclatement max de 270 mm (épaisseur initiale 400 mm)
Channel (tunnel sous la Manche)	1996	370	800	10	> 100	Eclatement des voussoirs préfabriqués sur une longueur de 500 mètres. Perte jusqu'à 100% de l'épaisseur initiale des voussoirs (400 mm)
Mont Blanc	1999	300 – 380	> 1000	53	20	Très peu d'éclatement
Tauern	1999	300 – 400	> 800	15	> 60	Eclatement important (jusqu'à 300 mm sur une épaisseur initiale de 400 mm). 650 tonnes d'écaillés de béton de béton évacuées
St Gothard	2001	30	800	48	> 60	Eclatement observé. Rupture du faux-plafond (dalle de séparation des conduits de ventilation)

Tableau 1 : récapitulatif des données thermiques d'incendies majeurs dans les tunnels Européens. Observations des dommages du béton de structure.

Le risque d'incendie pour les autres ouvrages d'art existe également et est en particulier non négligeable pour les ponts. Un rapport du LCPC recense les différents incendies observés sur le réseau autoroutier Français, pour une période d'étude de moins de dix ans (*Trouillet and Brunet-Buschiazzo 1997*). Aucun recensement clair d'incendie au droit des ouvrages d'art n'a été fait mais les auteurs du rapport estiment leur nombre à 9.1 par an dont 2.4 seraient causés par des poids lourds. Dans le même rapport, une synthèse des effets de différents incendies Européens au droit d'ouvrage d'art est faite. Pour certains d'entre eux, un éclatement du béton de structure a pu être observé sur les tabliers, les piédroits et les poutres des ponts. Une investigation menée en 2005 par le laboratoire Suédois SP (*Bostrom and Lindqvist 2006*), à la suite de l'incendie d'un camion-citerne sous un pont, fait également état de l'éclatement du béton des poutres précontraintes de la structure (Figure 4).

Contrairement aux incendies dans les tunnels et au droit des autres ouvrages d'art, les incendies dans les bâtiments sont beaucoup plus fréquents (on dénombrait par exemple en France 68300 incendies déclarés dans les bâtiments en 1997 (*CimBéton 1999*)). Cependant, on peut déplorer un manque d'information dans la littérature concernant l'état d'endommagement du béton après incendie. Cela peut être expliqué par le caractère moins sévère d'un incendie se déclarant dans un bâtiment (feux en principe "cloisonnés", rapidité

d'intervention des secours,...) et donc par les moindres répercussions sur le béton des structures. Selon un rapport de (*Malhotra 1984*), l'analyse de 100 incendies dans différents bâtiments fait état d'instabilité thermique du béton de structure dans 80% des cas. Il faut cependant noter que pour tous ces incendies, l'instabilité thermique du béton n'a pas entraîné la ruine de la structure. A titre d'exemple, nous présentons sur la Figure 4 l'état d'un poteau en béton après l'incendie de la tour Windsor à Madrid en 2005.



Figure 4 : à gauche, photo de l'éclatement d'un tablier de pont en Suède suite à l'incendie d'un camion citerne (*Bostrom and Lindqvist 2006*). A droite, éclatement d'un poteau de la tour Windsor à Madrid suite à l'incendie de 2005.

Nous venons de présenter dans ce paragraphe les conditions accidentelles dans lesquelles l'instabilité thermique des bétons peut être observée. Bien entendu, ces conditions particulières constituent le cadre général de cette thèse. Cependant, l'étude du phénomène d'instabilité thermique du béton ne peut être effectuée sans l'apport de l'expérimentation. Nous établirons ainsi dans le prochain paragraphe un historique de l'étude expérimentale des instabilités thermiques des bétons, en synthétisant les principaux résultats de nombreuses décennies de recherche.

1.1.2. Premières observations expérimentales

L'instabilité thermique des bétons n'est pas un phénomène nouveau. (*Barrett 1854*) observait déjà un caractère instable à haute température des bétons contenant des granulats de silex. La première véritable analyse des risques d'instabilité thermique revient à Gary (1916), rapporté dans (*Khoury 2005*). Celui-ci a proposé le premier une définition et une classification des types d'instabilité. Cette classification est depuis reprise par une grande majorité de la communauté scientifique. Les instabilités thermiques peuvent donc se décomposer de la sorte (du moins violent au plus violent) :

- éclatement de granulat : cet éclatement est non violent, localisé en surface chauffée et ne provoque pas de dommages importants. Ce phénomène est certainement lié au caractère instable du granulat lui-même,
- éclatement d'angle : forme d'éclatement également non violente, il se manifeste au niveau des angles inférieurs des retombées de poutre et dans les angles des poteaux,
- éclatement de surface, couramment dénommé "écaillage" : ce type d'instabilité thermique est violent dans le sens où il s'agit d'un détachement progressif et continu de petites écailles de béton qui sont expulsées avec force du parement exposé au feu. On parle parfois d'effet "pop-corn" en raison du bruit continu qui accompagne ce type d'instabilité.

- **éclatement explosif** : il s'agit de la forme la plus violente d'instabilité thermique. Il consiste en un détachement brutal (accompagné d'un bruit d'explosion) de pièces de béton d'une longueur de 10 à 30 cm et d'épaisseur de 1 à 2 cm. Il peut avoir lieu une seule fois lors de l'exposition au feu ou bien sous forme d'une série d'explosions,

Les quatre types d'instabilité peuvent se manifester simultanément ou de façon différée au cours du même incendie ou essai (*Khoury and Anderberg 2000*). Les principaux travaux expérimentaux des dernières décennies, et les résultats de cette thèse, sont essentiellement axés sur les deux formes les plus violentes d'instabilité thermique : éclatement explosif et écaillage. Dans la majorité des cas, ces deux formes d'instabilité thermique interviennent durant les 30 premières minutes du chauffage (*fib 2007*).

Les années suivant la seconde guerre mondiale et les années 70 ont surtout vu les chercheurs s'intéresser à l'étude des propriétés mécaniques et thermiques des bétons à haute température. Le développement des centrales nucléaires a beaucoup contribué à l'étude des propriétés à haute température des bétons. Ces travaux ont notamment conduit à l'élaboration des premiers documents normatifs, qui aboutissent aujourd'hui à l'Eurocode 2 (*CEN 2004*). Parmi ces études, nous notons quelques travaux très intéressants sur les risques d'instabilité thermique, en particulier ceux de (*Meyer Ottens 1972*), (*Zukov 1975*) et (*Copier 1979*), tous clairement décrits dans la thèse de (*Connolly 1995*). Une importante étude expérimentale réalisée au Royaume Uni dans les années 50, a fait l'objet d'un rapport en 1953 (*Davey and Ashton 1953*). Les principales observations de ces travaux ont été reprises et analysées par Malhotra en 1984 (*Malhotra 1984*). Le but de ces travaux a été de mettre expérimentalement en évidence les paramètres favorisant les risques d'instabilité thermique. Nous synthétisons dans le Tableau 2 les principales observations expérimentales.

Paramètre	Effet sur l'éclatement	Références
Teneur en eau (ou humidité relative) du béton	Plus la teneur en eau est élevée et plus le risque d'instabilité thermique est important.	(<i>Copier 1979</i> ; <i>Jensen, Hansen et al. 1987</i> ; <i>Chan, Peng et al. 1999</i>)
Compacité (ou résistance en compression) du béton	Les bétons à forte compacité sont plus sensibles au risque d'instabilité thermique.	(<i>Sanjayan and Stocks 1993</i> ; <i>Aldea, Franssen J.M. et al. 1997</i> ; <i>Chan, Peng et al. 1999</i>)
Charge appliquée (de compression)	Les éléments de structure chargés en compression (ou bloqués dans leur déformation) sont plus sensibles au risque d'instabilité thermique.	(<i>Copier 1979</i> ; <i>Jensen, Hansen et al. 1987</i> ; <i>Ali, O'Connor et al. 2001</i>)
Vitesse de chauffage	Plus la vitesse de chauffage est importante et plus le risque d'instabilité thermique est grand.	(<i>Ali, O'Connor et al. 2001</i> ; <i>Sullivan 2001</i>)
Profil de chauffage	Les éléments de structure chauffés sur plus d'une face sont plus sensibles au risque d'instabilité thermique que les éléments chauffés sur une seule face.	(Davey and Ashton 1953; Meyer Ottens 1972; Zukov 1975; Copier 1979; Connolly 1995)
Taille de la section	Les sections très fines (quelques mm) semblent pouvoir éviter les risques d'instabilité thermique. D'un autre côté, les instabilités thermiques sont également limitées pour des sections très épaisses.	
Ferraillage	Le ferraillage ne semble pas directement influencer le risque d'instabilité thermique. Il joue cependant un rôle favorable en retenant les morceaux de béton détachés, en assurant ainsi une barrière thermique au béton sain.	

Tableau 2 : mise en évidence expérimentale de l'influence de certains paramètres sur le risque d'instabilité thermique

Les précédents résultats ont permis aux auteurs d'établir des diagrammes (appelés nomogrammes) donnant une appréciation du risque d'instabilité thermique en fonction de certains paramètres (teneur en eau, résistance du béton, effort appliqué sur la structure,...). Quelques nomogrammes de ce type sont présentés en Figure 5 (Meyer Ottens 1972; Zukov 1975). Nous précisons que ces nomogrammes ont été bâtis à partir d'études expérimentales bien particulières (type de béton, teneur en eau, âge du béton,...) et par conséquent ne peuvent pas être appliqués à toutes les conditions d'incendie.

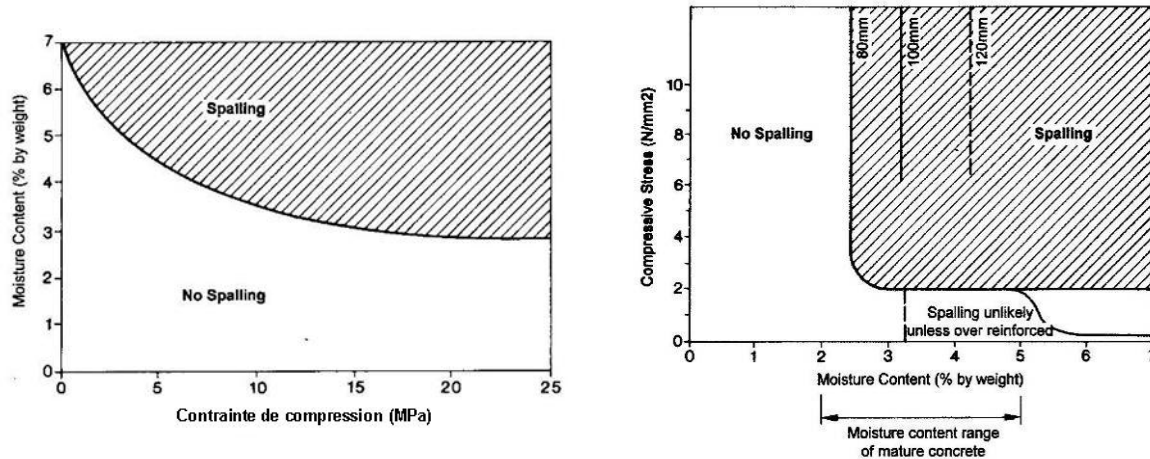


Figure 5 : diagrammes ou "nomogrammes" donnant une appréciation du risque d'instabilité thermique du béton. Nomogramme proposé à gauche par (Zukov 1975), à droite par (Meyer Ottens 1972).

1.1.3. Etudes récentes

L'étude du risque d'instabilité thermique des bétons s'est approfondie depuis les années 80. Ceci est fortement lié au caractère instable des "nouveaux bétons" sous sollicitation thermique. Ainsi, de nombreux travaux ont porté sur l'étude du risque d'instabilité thermique des bétons à haute performance, des bétons autoplaçants et des bétons fibrés à ultra haute performance (K.D. Hertz 1992; Sanjayan G. and Stocks L.J. 1993; Diederichs U., Jumppanen U.-M. et al. 1995; Sullivan 2001; Phan L.T. 2002; Kodur, Wang et al. 2004). Ces études ont permis de démontrer clairement le risque important d'instabilité thermique pour ces bétons, qui ont tous en commun d'avoir une compacité (ou une résistance en compression) élevée.

En France, le projet BHP2000, a permis de mettre en œuvre une investigation importante du risque d'instabilité thermique des BHP (Bétons à Hautes Performances). Cette étude a en particulier amené le CSTB à développer des nouveaux moyens expérimentaux dont nous nous sommes servis dans le cadre de cette thèse (Irex 2005). En parallèle à ce projet, le projet Européen HITECO, portant également sur des BHP a permis de compléter les observations expérimentales et a en particulier débouché sur la construction d'un logiciel de prévision des instabilités thermiques (HITECOSP) (Bianco, Bilardi et al. 2002).

En Suède, une importante étude expérimentale a été menée sur le comportement à haute température des BAP, avec une attention particulière sur le risque d'instabilité thermique élevé de ces bétons. Une thèse est actuellement en cours sur le sujet des instabilités thermiques. Les principaux résultats ont déjà été publiés (Jansson R. 2006; Jansson R. and Bostrom L. 2007; Jansson R. and Bostrom L. 2007; Jansson R. and Bostrom L. 2008).

Depuis 2007 et la refonte du comité RILEM HPB, un groupe de travail sur le risque d'instabilité thermique a pour objectif de faire la synthèse des résultats de différentes équipes Européennes et internationales.

Le but des ces études récentes, en plus d'étendre les principales observations présentées au § 1.1.2 (partie 1) aux nouveaux bétons, est de proposer différentes théories pour

expliquer l'origine physique des instabilités thermiques. Le développement en parallèle d'outils numériques et de modèles théoriques complets, a permis (et continue aujourd'hui) d'alimenter les débats au sein de la communauté scientifique sur les véritables raisons de l'apparition des instabilités thermiques. C'est également dans le cadre de ces travaux qu'a été mis en évidence le rôle favorable des fibres de polypropylène. Nous reviendrons plus en détail sur ces deux points dans la suite du mémoire.

1.1.4. Autres observations des instabilités thermiques des bétons

Nous trouvons dans la littérature d'autres manifestations d'instabilités thermiques des bétons. Nous les présentons rapidement ci-dessous avec pour les quatre premiers cas, des instabilités thermiques involontaires (non recherchées) et dans les deux derniers cas, des instabilités thermiques provoquées (recherchées).

- expulsion d'écaillés de béton des pistes de bases militaires au moment du décollage d'avions de chasse (Figure 6 et (Kodres C. A. 1996; Consolazio, McVay et al. 1998)),
- explosion d'éprouvettes cylindriques sous chauffage lent (quelques °C/min). Ce type d'instabilité thermique a pour particularité d'être très violent (lourde explosion) et parvient à pulvériser le cœur des éprouvettes (Figure 6 et (Phan L.T. 2002; Noumowe, Carre et al. 2006; Bohn M., Gianaria A. et al. 2008)),
- dans le cadre d'essais de caractérisation de béton à haute température après chauffage par micro-ondes (chauffage relativement rapide), Hertz a observé un risque d'instabilité thermique violent pour les éprouvettes non préséchées (Hertz 1983),
- il existe une technique de décontamination des radionucléides (produits en bombardant de la matière avec des neutrons) des parois en béton des centrales nucléaires en déclenchant l'instabilité thermique de quelques centimètres au moyen d'un chauffage rapide par micro-ondes (Bazant and Zi 2003; Zi and Bazant 2003),
- nettoyage de la surface des parois en béton en milieu industriel par passage d'une rampe de brûleurs (procédé dit de "flame cleaning"). Il est intéressant de noter que les études menées autour de cette méthode montrent que le nettoyage (et donc l'instabilité thermique) est meilleur lorsque la teneur en eau du béton est élevée (Mailvaganam, Pye et al. 1998).



Figure 6 : à gauche, état d'une piste de décollage en béton à la suite de l'allumage du réacteur d'un avion de chasse. A droite, explosion d'éprouvettes cylindriques chauffées lentement dans un four électrique (Bohn M., Gianaria A. et al. 2008).

1.1.5. Instabilités thermiques d'autres matériaux

L'instabilité thermique est un risque qui existe pour d'autres matériaux que le béton. Nous avons rassemblé ci-après quelques exemples (voir Figure 7). Nous notons que tous ces matériaux, de la même façon que le béton, sont des matériaux poreux.

- brique : lors d'une importante campagne expérimentale sur le comportement au feu (ISO) de différents matériaux de construction, Davey a observé des risques d'instabilité thermique de murs en briques (*Davey and Ashton 1953*),
- produits réfractaires : les produits réfractaires sont couramment utilisés dans le domaine de la sidérurgie. Ils sont généralement placés sur les parois des cuves destinées par exemple à recevoir les produits sidérurgiques en fusion (et donc à très haute température). Ces produits réfractaires doivent obligatoirement être séchés avant leur utilisation afin d'ôter toute l'eau présente en leur sein. Lors du séchage, qui se fait à des vitesses de chauffages lentes (relativement à celle provoquée par un incendie), un risque d'instabilité thermique existe et peut même prendre des formes très violentes (*Gong and Mujumdar 1995; Meunier, Mindeguia et al. 2008*),
- roche : des essais au feu (ISO) effectués en Australie sur du grès ont montré des risques d'instabilité thermique de ce matériau très proches de ceux du béton (*Smith and Pells 2008*). Ces essais ont confirmé certains travaux théoriques (*Hettema M. H., Wolf K. H. A. A. et al. 1998*).



Figure 7 : instabilité thermique d'autres matériaux (de gauche à droite) : produits réfractaires durant la phase de séchage (*Meunier, Mindeguia et al. 2008*), roche (grès) (*Smith and Pells 2008*) et brique (*Davey and Ashton 1953*).

1.2. Préjudices liés aux instabilités thermiques des bétons

Nous venons de voir les différentes conditions pour lesquelles l'instabilité thermique des bétons a été observée. Lors d'incendies, nous nous sommes rendu compte de la sévérité de l'endommagement que provoquait l'éclatement des bétons. Dans les laboratoires, de nombreuses études ont permis de mettre en évidence les paramètres les plus importants dans l'apparition des instabilités thermiques. A présent, nous allons analyser les différents préjudices liés aux instabilités thermiques des bétons. Cela nous amènera à nous interroger quant aux solutions technologiques "anti-instabilité" et de la façon dont le législateur et les différents organismes prennent en compte le risque d'instabilité thermique dans la conception des structures.

1.2.1. Stabilité de la structure

Une structure de génie civil doit conserver sa stabilité pendant et après un incendie. Cela doit permettre aux personnes de pouvoir évacuer les lieux en sécurité et surtout aux secours de pouvoir intervenir (*CETU 2005*). Or, l'instabilité thermique augmente le risque de ruine de la structure exposée au feu en jouant sur deux paramètres à la fois :

- perte de section résistante : le détachement de matière causé par l'instabilité thermique peut réduire la section de béton d'un élément de structure, diminuant ainsi sa capacité portante en compression. Le risque de flambement d'éléments élancés en compression (poteaux) peut également être augmenté. La Figure 8 donne deux exemples numériques et expérimentaux mettant en évidence le lien intime entre la résistance au feu de structures comprimées et la sévérité de l'instabilité thermique. Ces résultats proviennent de communications personnelles présentées dans (*Khoury and Anderberg 2000*).

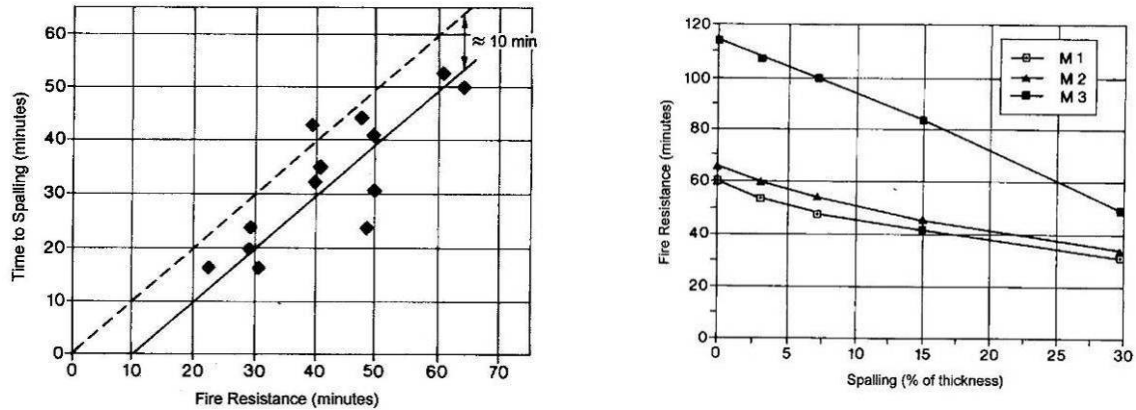


Figure 8 : à gauche, détermination expérimentale de la résistance au feu de poteaux en béton armé en fonction de l'instant initial de l'instabilité thermique. A droite, estimation numérique suivant trois modèles de calcul (M1, M2 et M3) de la résistance au feu de poteaux en béton armé en fonction de l'épaisseur de l'éclatement. Résultats décrits dans (*Khoury and Anderberg 2000*).

- perte de protection des armatures d'acier : les structures en béton armé sont conçues de façon à ce que le déficit en traction du béton soit compensé par la bonne résistance en traction de l'acier. Les aciers sont donc généralement placés dans les zones en traction des structures, comme peut l'être la fibre inférieure d'une poutre ou d'une dalle. Or ces parties des structures sont celles généralement exposées au feu dans le cas d'un incendie. Le départ du béton dit "d'enrobage", dont le seul but est d'assurer une protection thermique et chimique aux aciers, entraîne alors une augmentation importante de la température dans les aciers (Figure 9, (*Franssen J.M., Hanus F. et al. 2007*)). Les performances mécaniques de ces derniers chutent avec la température (Figure 9, (*AFNOR 1993*)), la reprise des efforts de traction n'est donc plus assurée et la stabilité de la structure peut être compromise. Dans le cas de structures en béton précontraint, l'exposition directe au feu des torons de précontrainte peut s'avérer très préjudiciable pour la bonne tenue de la structure.

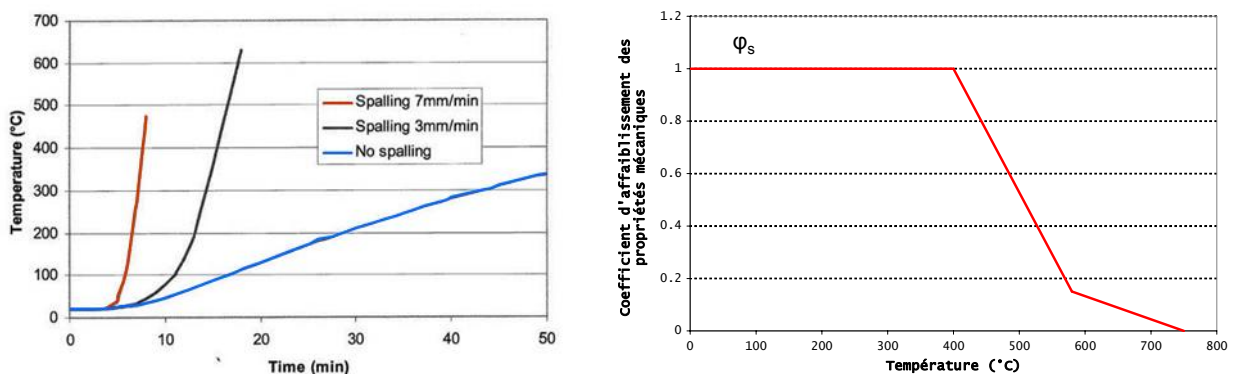


Figure 9 : à gauche, estimation numérique de l'élévation de température dans les aciers tendus en fonction de la vitesse d'éclatement de la structure (*Franssen J.M., Hanus F. et al. 2007*). A droite, coefficient d'affaiblissement des propriétés mécaniques des aciers en fonction de la température selon le DTU (*AFNOR 1993*).

1.2.2. Diminution des propriétés isolantes des parois

Les éléments de structure doivent généralement assurer (à différents degrés) un rôle de "coupe-feu" : en plus de résister sous l'application d'une charge mécanique, ils doivent s'opposer au passage de la chaleur et de gaz toxiques. Ceci doit permettre, par exemple dans un couloir d'évacuation d'un tunnel, la circulation des usagers et des secours dans des conditions de température relativement basse (*CimBéton 1999*). Or, la perte de matière par instabilité thermique d'un élément de structure, tel un voile ou un voussoir de tunnel, augmente fortement le risque d'un transfert de chaleur vers sa face non exposée à la température.

1.2.3. Pertes financières (cas des tunnels)

Les techniques de diagnostic et de réparation de structures en béton endommagées par un incendie sont particulièrement onéreuses, surtout si du béton a été expulsé du fait de son instabilité thermique. Les travaux de réparation sont également très longs, pouvant provoquer un manque à gagner important pour les tunnels à péage. A titre d'exemple, l'incendie du tunnel du Tauern a engendré des coûts de réparation de l'ordre de 4,5 millions de dollars ; le tunnel a été fermé pendant trois mois provoquant un manque à gagner en termes de taxes de péage de 13,5 millions de dollars (*Haack 2003*). Les frais de réparation du tunnel du Mont Blanc après l'incendie de 1999 s'élèvent à 20 millions d'Euros (*Yasuda K., Ono et al. 2004*). Quant au tunnel sous la Manche, les frais liés à sa réparation et à son immobilisation (6 mois) ont atteint 300 millions d'Euros (*Haack 2003*). Une autre conséquence de l'immobilisation des tunnels (due aux travaux de réparation souvent longs) est que le trafic se redirige vers d'autres axes de circulation, augmentant ainsi le trafic dans d'autres tunnels et par la même occasion le risque d'accidents, la pollution des vallées traversées et le risque d'incendie (*Bettelini M., Neuenschwander H. et al. 2003*).

1.3. Solutions technologiques

Nous venons de voir les différents préjudices liés aux instabilités thermiques des bétons dans les structures soumises à un incendie. Ces préjudices concernent essentiellement des aspects de sécurité des personnes (évacuation des personnes et intervention des secours) et des structures (stabilité de la structure, frais de réparation et diagnostic) et peuvent induire des coûts très élevés, directement imputés à la société. C'est dans ce cadre que les chercheurs ont développé des solutions technologiques visant à prévenir les risques d'instabilité thermique des bétons.

1.3.1. Fibres de polypropylène

Comme nous l'avons vu précédemment, les produits réfractaires peuvent présenter un risque élevé d'instabilité thermique durant leur phase de séchage. C'est dans l'optique de prévenir ce risque, que les chercheurs du milieu industriel des réfractaires ont découvert dans les années 70 le rôle bénéfique de l'ajout de fibres de polypropylène dans la composition de leurs produits (*Salomao and Pandolfelli 2007*). Cette idée a ensuite été reprise dans les années 90 dans le secteur du Génie Civil afin d'améliorer le comportement au feu des bétons de structure. La tour du "Japan Center" à Francfort en Allemagne construite en 1996 (*Chéné, Kalifa et al. 2000*), tous les tunnels (40 km au total) sur la ligne de chemin de fer assurant la liaison entre le tunnel sous la Manche et le centre de Londres (*Shuttleworth 2001*) et la tranchée couverte d'Angers construite en 2005 (*Féron, Mindeguia et al. 2006*) sont quelques exemples de structure dans laquelle des fibres de polypropylène ont été ajoutées à la composition du béton dans le seul but de prévenir les risques d'instabilité thermique du béton en cas d'incendie. De nombreuses études ont été menées visant à déterminer le type de fibres le plus efficace. Ces résultats sont repris dans (*Chéné,*

Kalifa et al. 2000). S'il n'existe pas de formulation optimale, de nos jours le choix s'oriente généralement vers l'utilisation de fibres monofilament, de diamètre 18 ou 32 μm et de longueur généralement comprise entre 10 et 20 mm. Enfin le dosage des fibres varie entre 1 et 3 kg/m^3 de béton. La Figure 10 met en évidence le rôle favorable de l'ajout de fibres de polypropylène.

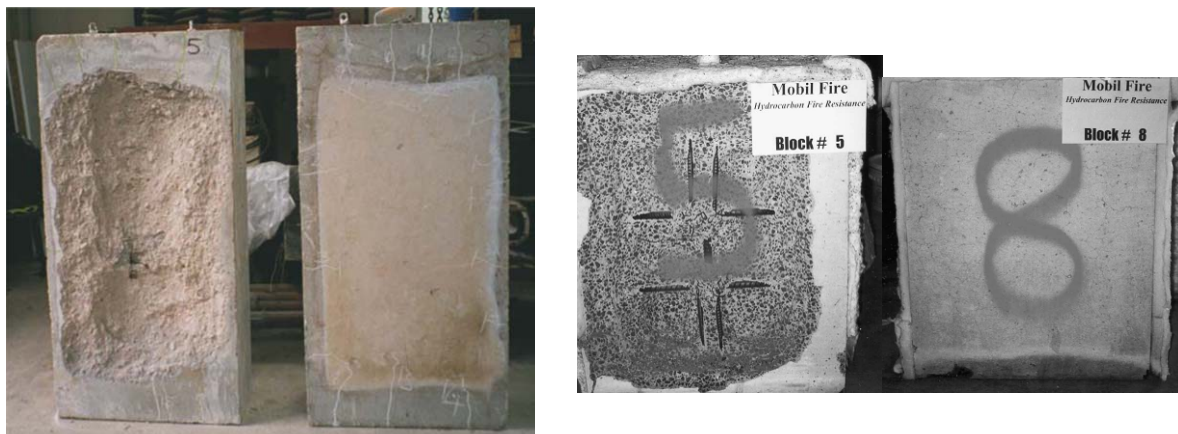


Figure 10 : deux illustrations expérimentales de l'efficacité de fibres de polypropylène vis-à-vis du risque d'instabilité thermique du béton (pour chaque photo, à gauche formulation sans fibres, à droite formulation avec fibres). Clichés extraits des études de (*Shuttleworth 2001*) et de (*Bilodeau, Kodur et al. 2004*).

Le principal inconvénient des fibres de polypropylène est le fait qu'elles réduisent la maniabilité du béton à l'état frais, rendant difficile sa mise en place dans les coffrages.

1.3.2. Protection thermique

La protection thermique est une protection rapportée sur l'ouvrage, dont le rôle est de limiter la température et les gradients thermiques au sein du béton. Il s'agit généralement de plaques d'isolant performant, fixées sur les parties de la structure potentiellement exposées au feu (*Yasuda K., Ono et al. 2004*). Nous pouvons citer par exemple l'emploi de silicate de calcium sous forme de plaques fixées au béton (Figure 11). Une telle solution nécessite du temps pour son installation et peut s'avérer onéreuse si la structure à protéger est très longue.



Figure 11 : installation d'une protection thermique rapportée sur la dalle d'un tunnel (*documentation Promat*).

1.4. Instabilités thermiques des bétons et réglementation

Les instabilités thermiques provoquent de nombreux préjudices mais les chercheurs ont développé des solutions technologiques afin de prévenir les risques d'instabilité. A présent, nous allons voir comment le législateur, et certains organismes compétents en matière de sécurité incendie, prennent en compte le risque d'instabilité thermique des bétons.

1.4.1. DTU

Le DTU P 92-701 de Décembre 1993 "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton" (AFNOR 1993) est un document qui limite son domaine d'application aux bétons (hors bétons de granulats légers) dont la résistance en compression est inférieure à 80 MPa. Pour les autres bétons, il est nécessaire de déterminer expérimentalement l'évolution des caractéristiques physiques et mécaniques en fonction de la température. Concernant le risque d'instabilité thermique, le règlement reconnaît son caractère préjudiciable : "*L'éclatement peut avoir pour conséquence de faire disparaître une partie de béton dont l'existence est nécessaire à la stabilité. Il a aussi pour effet d'accélérer les phénomènes de transmission thermique* (cf. §1.2.2, partie 1)." et fait état, à la date de sa rédaction, du caractère imprévisible (par le calcul) de l'instabilité : "*Le phénomène d'éclatement étant encore mal connu, certaines précautions complémentaires sont nécessaires pour des ouvrages particuliers ou spéciaux*".

Le principe donné par le DTU afin de prendre en compte le risque d'instabilité thermique est alors de mener les vérifications (à l'état ultime) de la résistance des sections droites en supprimant l'acier de plus grande capacité parmi ceux placés au voisinage du contour. Cette vérification n'est pas à faire dans les cas suivants :

- pour les poutres comportant plus de 8 barres à mi-travée,
- pour les dalles,
- pour les structures dont la résistance au feu et le comportement vis-à-vis de l'instabilité thermique ont été vérifiés expérimentalement,
- si un grillage de protection (enrobé de 1.5 cm de béton, maille de 10 cm, diamètre non significatif) est disposé dans les zones sensibles de l'ouvrage (parois potentiellement exposées au feu),
- si une protection thermique complémentaire des parois potentiellement exposées au feu a été faite (cf. § 1.3.2, partie 1).

1.4.2. Eurocode 2

La partie 1-2 de l'Eurocode 2 (CEN 2004), complétée par son annexe nationale Française (NF EN 1992-1-2:2004), étend les dispositions du DTU P 92-701 aux bétons dont la résistance en compression peut atteindre 90 MPa. De plus, les dispositions prises vis-à-vis du risque d'instabilité thermique permettent de traiter les évolutions des compositions de béton (teneur en fumée de silice) ainsi que les nouvelles solutions technologiques "anti-éclatement" (fibres de polypropylène). Les différentes dispositions prévues par l'Eurocode sont présentées sous forme d'organigrammes en annexe1.

1.4.3. Cas particulier des tunnels

A partir de la circulaire interministérielle n°2000-63 du 25 Août 2000 (*Circulaire 2000*), le CETU (Centre d'Etude des Tunnels), reprend dans son guide "Comportement au feu des tunnels routiers" (*CETU 2005*) les dispositions données par les règlements (DTU et Eurocode 2). Ce guide, destiné à garantir la sécurité dans les tunnels, complète les différentes vérifications à mener en intégrant le fait que la sollicitation thermique dans un tunnel en cas d'incendie peut être beaucoup plus sévère que celle induite par un incendie dans un bâtiment (domaine d'application initial des règlements). Des courbes de température / temps sont donc introduites (voir Figure 1 pour rappel) et plus particulièrement la courbe Hydrocarbure Majorée (courbe HCM). Les vérifications à mener vont donc dépendre à la fois du type de béton utilisé et de la sollicitation thermique. Cette dernière est choisie en fonction de la configuration du tunnel et du risque que pourrait provoquer une ruine de la structure (risque d'inondation ou d'envahissement du terrain, ruine de constructions attenantes). Cette démarche est résumée dans le Tableau 3.

	Résistance en compression du béton du tunnel	Type de sollicitation thermique*	
		Courbe ISO 834	Courbe HCM
Bétons à Hautes Performances	> 80 MPa	Essai ou protection thermique	
	60 MPa < R _c < 80 MPa	DTU P 92-701	Essai ou protection thermique
Bétons Ordinaires	< 60 MPa	DTU P 92-701 ou Eurocode 2	Essai ou protection thermique

* la courbe à appliquer est choisie en fonction de la configuration du tunnel

Tableau 3 : dispositions prescrites par le CETU vis-à-vis du risque d'instabilité thermique des bétons de tunnel.

Il est intéressant de noter le recours systématique à l'essai dans le cas des BHP et de l'utilisation de la courbe HCM (*Borot, Larive et al. 2006*). Le CETU justifie cet aspect dans son guide : "*Dans l'état actuel des modélisations numériques, le calcul ne pourra être utilisé seul pour justifier une structure en béton lorsqu'il y a risque d'éclatement de celui-ci. Ce risque existe systématiquement lorsque la courbe HCM est utilisée et peut exister lorsque la courbe CN est utilisée avec des bétons à hautes performances. Le développement des connaissances relatives aux phénomènes d'écaillage et d'éclatement des bétons et l'évolution attendue de la modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des bétons devraient permettre à terme de prédire par le calcul le comportement des bétons soumis à de hautes températures. Pour l'instant, (note de l'auteur : en Mars 2005), on ne dispose que de méthodes forfaitaires...*"

1.4.4. Autres recommandations

Hors du cadre réglementaire, certains organismes compétents en matière de comportement au feu des structures en béton donnent des recommandations vis-à-vis des risques d'instabilité thermique.

L'association "The Swedish Concrete Association" a monté en 2005 un comité d'étude dont le but est de rédiger des recommandations pour réduire le risque d'instabilité thermique des bétons. Des résultats préliminaires de cette étude ont été publiés (*Jansson R. 2004*) et proposent des actions "anti-instabilités" à mener en fonction de paramètres comme la teneur en eau du béton, le rapport Eau / Ciment, la quantité de filler calcaire et la charge de compression appliquée. De la même façon que dans l'Eurocode 2, sont proposées comme solutions l'ajout de fibres de polypropylène, la mise en place d'une protection thermique rapportée ou bien le recours à l'expérimentation.

En termes de recommandations, nous pouvons également citer l'utilisation d'une approche basée sur le risque. Par exemple (*Lamont S., Lane B. et al. 2007*) proposent de donner une estimation du risque d'instabilité thermique d'une structure en fonction de nombreux paramètres (résistance à la compression du béton, sévérité de la sollicitation thermique, teneur en eau, ferrailage, type de granulats, conditions de chargement...). A partir de l'estimation du risque d'instabilité thermique, le concepteur peut prendre en compte l'effet du départ du béton (en estimant par exemple une vitesse probable de départ de matière) sur la stabilité de la structure.

Avant d'analyser ces différentes théories dans la dernière partie de l'étude bibliographique, les principales données sur le comportement à haute température du béton sont présentées dans la partie suivante.

2- COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE DES BETONS

Après avoir présenté le contexte général de l'étude et avant de commenter les différentes théories expliquant l'apparition des instabilités thermiques des bétons, cette partie de l'étude bibliographique présente les principales observations concernant le comportement à haute température des bétons à l'échelle du matériau. Nous présentons essentiellement l'évolution des principales propriétés du béton avec la température avec une description rapide des moyens expérimentaux utilisés. Nous ne prétendons pas dresser la liste exhaustive des techniques et données expérimentales - de nombreux résultats sont rassemblés dans (*Bazant and Kaplan 1996; Hager 2004*) - mais seulement présenter les principaux résultats utiles à notre analyse.

2.1 Généralités sur les bétons

Au 1^{er} siècle déjà, les Romains utilisaient pour leurs constructions une forme de ciment composé de sable de Pouzzoles et de chaux. Le béton, dans sa forme la plus connue de nos jours, connaît un développement constant depuis la fin du XIX^{ème} siècle. Il est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé dans le Monde (avec une production d'environ 1 m³ / an / habitant de la planète, *source : Wikipedia*).

Depuis les années 80 et l'apparition des "nouveaux bétons", le matériau n'apparaît plus comme un quelconque matériau de construction mais autorise de nouvelles audaces architecturales. Les bétons à hautes performances (BHP), autoplaçants (BAP) ou fibrés à ultra haute performance (BEFUP) proposent de nombreux défis pour la conception des structures et leur développement industriel s'accompagne d'une dynamique de recherche dans les laboratoires (*Aïtcin 2000*).

*Note de l'auteur : les trois prochains paragraphes s'inspirent essentiellement de (**Baroghel-Bouny 1994**) et nous invitons le lecteur intéressé par les propriétés microstructurales des pâtes de ciment et des bétons à utiliser cette référence bibliographique.*

2.1.1 Constituants

Le béton est obtenu à la suite du mélange d'au moins trois composés :

- Le **ciment** : le ciment généralement utilisé dans le génie civil est le ciment "Portland" (selon le nom du brevet déposé en 1824 par Joseph Apsdin). Ce ciment est composé :
 - de clinker : obtenu dans les fours à ciment après la cuisson à haute température (1450 °C) d'un mélange finement broyé de calcaire et d'argile,
 - de gypse (CaSO₄, 2 H₂O) : ajouté au ciment afin d'éviter le phénomène de "fausse prise" grâce à la formation d'un écran momentané de cristaux d'ettringite,
 - d'ajouts éventuels : afin de réduire les consommations d'énergie imputées à la fabrication du ciment, certains produits sont ajoutés afin de remplacer une partie du

ciment. On peut citer les laitiers de haut fourneau, les cendres volantes, les pouzzolanes naturelles ou artificielles, les fillers calcaires, etc.

Les principaux constituants d'un ciment ordinaire sont rassemblés dans le Tableau 4.

Désignation	Formule chimique exacte	Formule chimique simplifiée	Proportion dans un ciment ordinaire
silicate tricalcique (ou alite)	3 CaO, SiO ₂	C ₃ S	60 – 65 %
silicate bicalcique (ou bélite)	2 CaO, SiO ₂	C ₂ S	20 – 25 %
aluminat tricalcique (ou céliste)	3 CaO, Al ₂ O ₃	C ₃ A	8 – 12 %
alumino-ferrite tétracalcique	4 CaO, Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	8 – 10 %

Tableau 4 : principaux constituants d'un ciment ordinaire.

➤ Les granulats : les granulats utilisés pour la fabrication du béton sont généralement d'origine naturelle. Ils proviennent essentiellement de roches sédimentaires siliceuses ou calcaires, de roches métamorphiques telles que les quartzs et quartzites, ou de roches éruptives telles que les basaltes, les granites ou les porphyres.

Indépendamment de leur nature, les granulats peuvent être alluvionnaires (dits granulats roulés) ou de carrière (dits granulats concassés).

Des granulats artificiels peuvent être également utilisés : sous-produits industriels (laitier granulé de haut fourneau), granulats industriels (granulats réfractaires, allégés par expansion ou par frittage, etc.), granulats issus du recyclage des déchets de construction ou granulats très légers (billes de polystyrène, caoutchouc, fibres de bois,...).

Dans les bétons courants, les granulats utilisés doivent avoir une bonne résistance mécanique et leur courbe granulométrique doit être optimisée afin de remplir le plus possible de vides dans le béton. C'est la raison pour laquelle on utilise plusieurs classes granulaires dans un même béton : depuis le sable (0 / 4 mm), en passant par les gravillons (4 / 32 mm) jusqu'aux graves (> 32 mm).

➤ L'eau : l'eau est introduite afin de déclencher les réactions d'hydratation du ciment et de permettre une bonne maniabilité du béton frais. Elle peut provenir du réseau d'eau potable, d'un système de pompage, etc. L'impact chimique que peut avoir l'eau sur les critères de durabilité du béton (corrosion des armatures, tâches, chute des propriétés mécaniques) et sur le comportement au jeune âge (retard de prise, retrait, gonflement) impose de ne pas utiliser l'eau de mer ou de l'eau trop impure (chlorures, sulfates, sucres, phosphates, etc.).

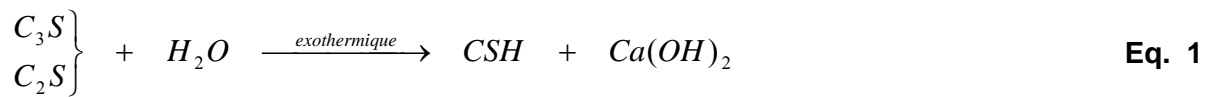
D'autres composés peuvent être ajoutés au béton de base : fumée de silice, adjuvants (superplastifiant, retardateur ou accélérateur de prise, entraîneur d'air), fibres (métalliques, polypropylène), etc. Ces produits sont nécessaires à la fabrication de bétons aux performances (à l'état frais et/ou durci) élevées.

2.1.2 Microstructure

Le mélange d'eau et de ciment entraîne des réactions d'hydratation complexes dès la mise en contact des deux espèces. Les grains de ciment initialement anhydres causent la précipitation d'hydrates qui vont progressivement s'organiser en structure résistante. Les principaux hydrates formés sont :

- le silicate de calcium hydraté ou gel CSH,
- et l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂) ou Portlandite.

Ces hydrates sont principalement formés à partir des silicates bicalciques et tricalciques du ciment selon la réaction simplifiée Eq. 1.



Les quelques heures suivant le gâchage (mélange des différents constituants) correspondent à la prise du béton : c'est l'étape durant laquelle le matériau passe d'un état de suspension à celui de solide. Une fois la période de prise aboutie, l'hydratation se poursuit durant la phase dénommée durcissement. Une fois durci, le béton peut être vu comme un matériau hétérogène, composée des phases suivantes :

➤ La pâte de ciment durcie (pcd)

Pour un ciment donné, les quantités de CSH et de Portlandite formés dépendent du rapport E/C et du temps de prise. Pour un béton ordinaire, la pcd est généralement composée de 50 à 70 % de CSH. La Portlandite représente environ 25 % de la pcd. Le CSH est l'hydrate qui participe le plus aux performances mécaniques de la pcd. De par sa grande solubilité dans l'eau et sa faible participation à la résistance mécanique de la pcd, on cherche à éliminer la Portlandite dans les bétons à hautes performances. Pour ceci, on peut par exemple incorporer de la fumée de silice (environ 10 % de la quantité de ciment) pour transformer la Portlandite en CSH (réaction pouzzolanique).

Les moyens expérimentaux actuels ne permettent pas d'étudier avec précision la microstructure de la pcd, et plus particulièrement du gel CSH (du fait de ses très faibles dimensions). Malgré tout, les auteurs s'inspirent pour la plupart du modèle de CSH proposé par Feldman et Serada en 1968 et présenté en Figure 2. Dans ce modèle, le gel CSH s'apparente à des particules fines de 100 à 200 Å de diamètre et à grande surface interne (environ $80 \text{ m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$). Chaque particule de CSH serait de forme lamellaire, elle-même composée de 2 ou 3 feuilletts très minces. La liaison entre les particules de CSH (principales responsables de la résistance mécanique de la pcd) repose sur des forces superficielles ou ioniques covalentes (force de Van Der Waals, forces électrostatiques ou interactions stériques).

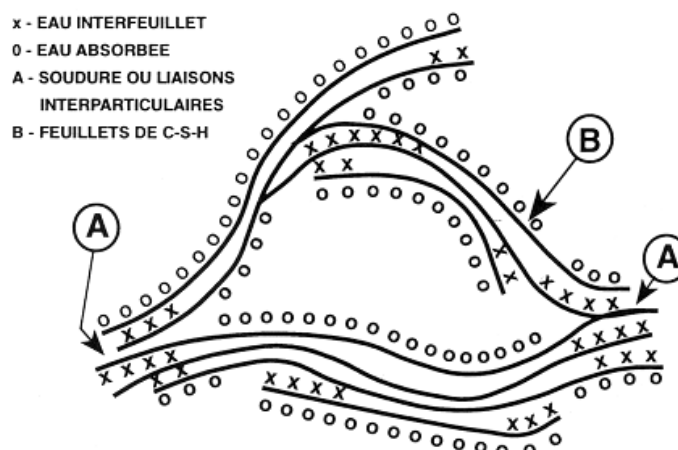


Figure 12 : modèle de CSH de Feldman et Serada, revu par Sierra (*Baroghel-Bouny 1994*).

La pcd est un matériau poreux. Les pores qui la composent sont de dimensions et d'origines différentes (voir pour illustration Figure 13 et Figure 14) :

- pores capillaires : ils sont formés durant la structuration de la pâte de ciment. Pour un rapport E/C donné, leur volume décroît au cours de l'hydratation. Leur diamètre

s'échelonne entre 10 nm et 1 µm. Plus E/C est faible et plus les dimensions et le nombre des pores capillaires sont faibles.

- pores des hydrates : ces pores sont généralement des caractéristiques intrinsèques aux hydrates et leur dimension et leur nombre ne dépendent pas du rapport E/C. Concernant le gel CSH, l'espace poreux est constitué des pores inter-lamellaires (diamètre d'une dizaine d'Angströms) et les pores inter-feuillets qui sont extrêmement étroits (diamètre de quelques Angströms).

Le réseau poreux du béton est également constitué :

- des vides d'air emprisonnés : d'un diamètre de l'ordre du micromètre, leur présence peut être due au malaxage du béton frais ou intentionnellement recherchée par l'ajout d'entraineur d'air (pour la résistance des bétons aux cycles gel/dégel par exemple).
- des fissures : de quelques dizaines de micromètres (micro-fissures) jusqu'au millimètre (macro-fissures), les fissures peuvent avoir des origines très différentes (plusieurs types de retrait, réactions chimiques internes, dilatations différentielles internes, sollicitations mécaniques, etc.).

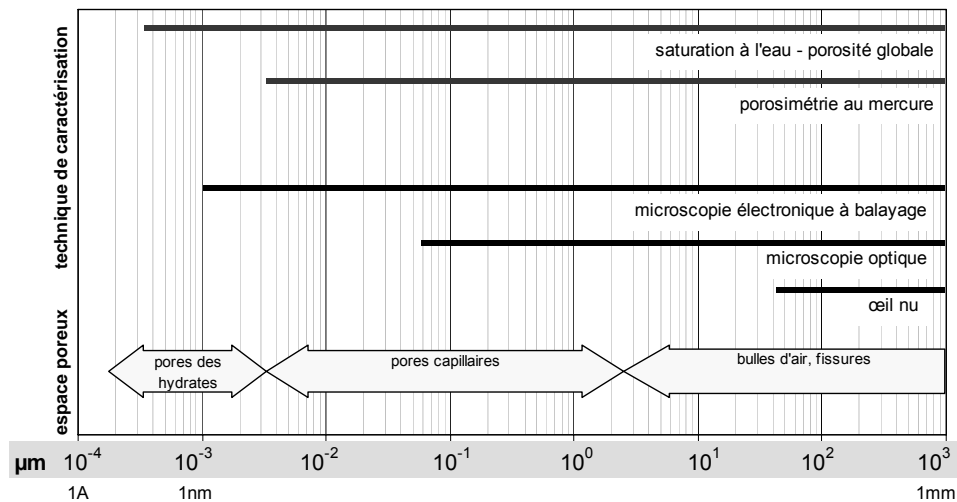


Figure 13 : familles des vides dans le béton et domaine d'utilisation des principales techniques de caractérisation des milieux poreux (Baroghel-Bouny 1994).

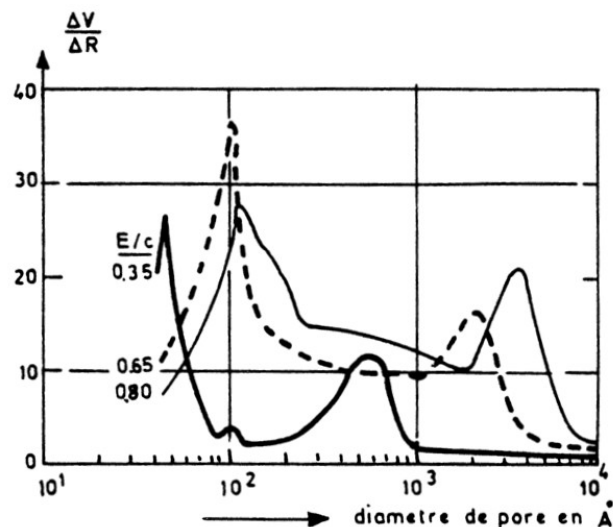


Figure 14 : distribution porosimétrique d'un béton en fonction de son rapport E/C (Malier 1992).

➤ Les granulats : les granulats constituent une phase généralement inerte au sens où ils n'ont pas d'interaction avec le ciment, l'air et l'eau (certains granulats peuvent ne pas être

inertes et réagir avec le ciment selon une réaction dite alcali-granulat, préjudiciable pour la durabilité du béton). Les granulats participent grandement à la résistance mécanique du béton et leur volume s'étend de 50 (béton autoplaçant) à 80 % (béton ordinaire) du béton.

➤ L'interface pâte / granulat : la zone à l'interface entre la pâte de ciment durcie et les granulats est une zone où l'hydratation est particulière du fait d'un excès local d'eau. Dans le cas de granulats peu poreux (comme les granulats calcaires et plus encore pour les granulats siliceux), cette zone présente une faible cohésion et par conséquent une moins bonne résistance mécanique que la pâte de ciment durcie. Cela constitue un point faible pour des bétons soumis à une sollicitation mécanique et/ou thermique.

2.1.3 L'eau dans le béton durci

L'eau, moteur initial des réactions d'hydratation du ciment et garante de la bonne maniabilité du béton frais, se retrouve sous plusieurs formes dans la pâte de ciment durcie :

- l'eau chimiquement liée : cette eau s'est combinée avec d'autres espèces durant l'hydratation des grains de ciment pour former les hydrates.
- l'eau adsorbée : cette forme d'eau est liée à la surface des pores solides sous l'action de forces intermoléculaires de Van Der Waals et de forces électrostatiques, on parle alors d'adsorption. Les forces d'adsorption décroissent à mesure que l'on s'éloigne du solide.

Il est intéressant de préciser les formes d'eau adsorbées à la surface des CSH :

Sur la face externe des lamelles de CSH, l'eau est adsorbée sur 6 couches au maximum (résultat qui lie la taille de la molécule de l'eau, soit 3 Å, à l'espace généralement disponible entre deux lamelles de CSH, soit 20 Å). L'espace inter-feuillets est un espace très étroit (quelques Angströms) et ne peut donc accueillir qu'une à deux molécules d'eau. L'eau dans ces espaces est particulièrement rigidifiée et peut ainsi s'apparenter à de la glace (voir Figure 15).

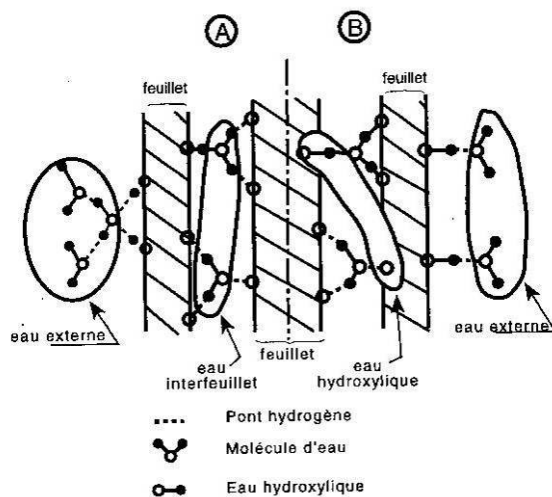


Figure 15 : illustration de la répartition de l'eau adsorbée à la surface des CSH. A et B sont deux exemples possibles (Baroghel-Bouny 1994).

- l'eau libre (ou capillaire) : il s'agit de la forme condensée d'eau qui remplit le volume poreux dans les zones qui ne sont pas sous l'influence des forces d'adsorption. Cette forme d'eau peut être en équilibre avec la phase gazeuse par l'intermédiaire de surfaces planes ou de ménisques.

En plus de cette classification, une distinction est faite entre :

- l'eau "évaporable" : essentiellement l'eau libre et l'eau adsorbée la moins liée,
- l'eau "non évaporable" : l'eau adsorbée la plus liée (et en particulier l'eau inter-feuillet) et l'eau chimiquement liée. Le départ de cette eau nécessite un séchage à haute température.

La présence de l'eau, sous toutes ses différentes formes, détermine une grande partie des propriétés du béton. A température ambiante, la teneur en eau du béton ainsi que le mouvement de l'eau sont par exemple responsables de différentes formes de retrait. L'influence de l'eau sur les propriétés mécaniques instantanées et différés (fluage) est également très importante.

2.2 Transformations physico-chimiques des bétons sous l'effet d'un chauffage

Certaines techniques expérimentales permettent de déterminer les transformations physico-chimiques qui prennent place au sein du béton lorsque celui-ci est soumis à une élévation de température. En particulier, nous présentons ici quelques techniques qui permettent d'évaluer les différents changements de phase au sein des matériaux et qui peuvent donner une indication sur la nature calorifique des réactions (endothermique ou exothermique). Les mesures effectuées avec ces différentes techniques sont généralement conduites sous des vitesses de chauffage relativement lentes afin de placer le matériau dans un état quasi-stationnaire.

- Les mesures de perte de masse sur échantillon de petite taille

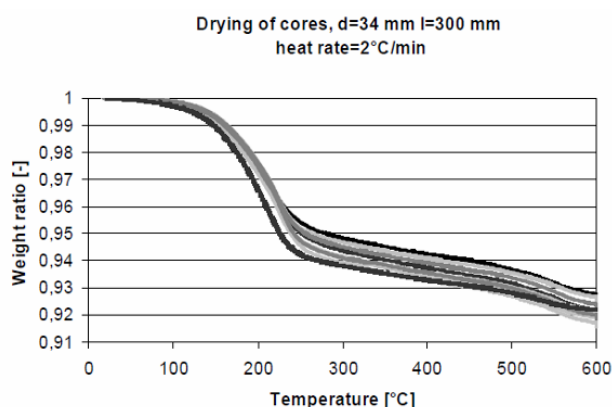


Figure 16 : perte de masse de 9 formulations différentes de béton (échantillons cylindriques Ø 34 mm x h 300 mm chauffés à 2 °C/min) selon (Jansson and Bostrom 2007).

La Figure 16 présente la mesure de perte de masse d'éprouvettes cylindriques (Ø 34 mm x h 300 mm) de différents bétons sous un chauffage lent (2 °C/min) (Jansson and Bostrom 2007).

La perte de masse, qui correspond au départ de l'eau du béton, est en grande partie située entre 100 °C et 250 °C. Cela peut correspondre au séchage du matériau (départ de l'eau évaporable) ainsi qu'à la déshydratation des CSH (départ d'une partie de l'eau liée).

Une légère accélération de la perte de masse est observée aux alentours de 550 °C, ce qui peut correspondre à la déshydratation de la Portlandite.

- Les mesures ATG (Analyse Thermo-Gravimétriques) et ATD (Analyse Thermo-Différentielle) réalisées sur un broyage fin du matériau

La Figure 17 présente les résultats d'une analyse ATG (a) et ATD (b) obtenues sur 4 pâtes de ciment différentes (Ye, Liu et al. 2007). Similairement aux mesures de perte de masse sur petites éprouvettes, l'analyse ATG montre que l'essentiel de la perte de masse s'effectue entre 100 °C et 250 °C, ce qui correspond au séchage de l'eau évaporable et à la déshydratation des CSH.

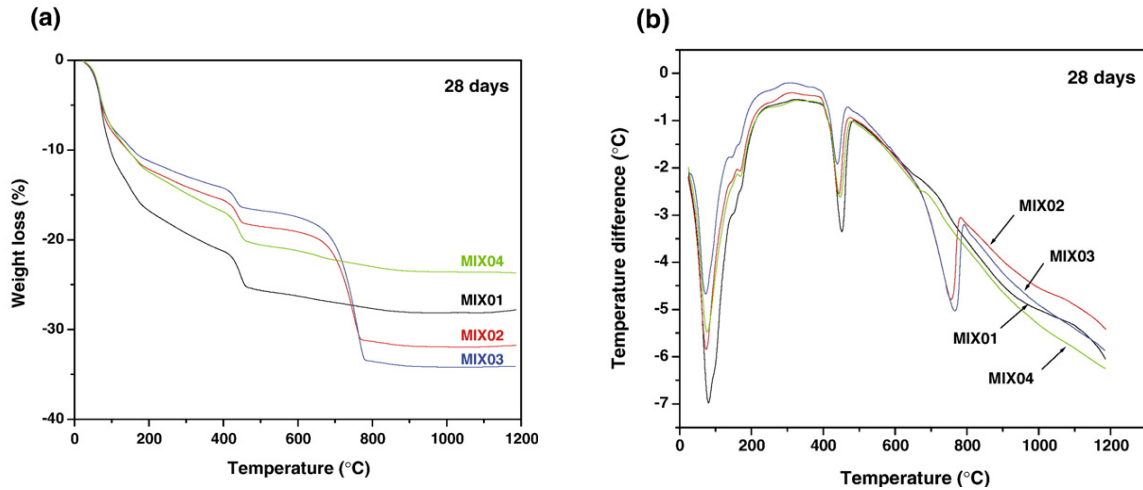
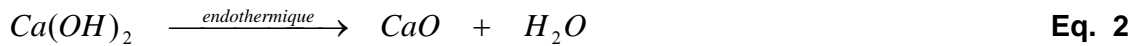
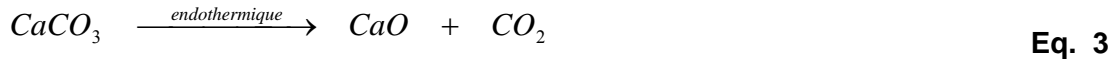


Figure 17 : analyse ATG (a) et ATD (b) de 4 pâtes de ciment (Ye, Liu et al. 2007).

Entre 400 °C et 500 °C, nous notons une perte subite de masse, ce qui correspond à la déshydratation de la Portlandite, Eq. 2.



Ces changements de phase se retrouvent sur l'analyse ATD sous forme de pics bien distincts, où l'on peut observer le caractère endothermique de ces réactions. Pour deux pâtes de ciment, il est intéressant de noter une perte de masse importante entre 700 °C et 800 °C. Ce point particulier, bien visible sur l'analyse ATD, peut correspondre à la décomposition du carbonate de calcium présent dans ces deux pâtes du fait de l'ajout important de filler calcaire (ces deux pâtes correspondant à des bétons autoplaçants). La décomposition du carbonate de calcium produit de la chaux vive et du dioxyde de carbone selon l'Eq. 3.



La Figure 18 présente l'analyse ATD de 3 bétons à hautes performances (Diederichs, Jumppannen et al. 1992). On retrouve bien pour les trois bétons le pic endothermique entre 100 °C et 200 °C qui correspond à la déshydratation des CSH. En revanche, le pic endothermique correspondant à la déshydratation de la Portlandite (vers 500 °C) ne s'observe que pour deux des bétons. Cela peut s'expliquer par la présence dans le troisième béton de fumée de silice, transformant la Portlandite en CSH par réaction pouzzolanique.

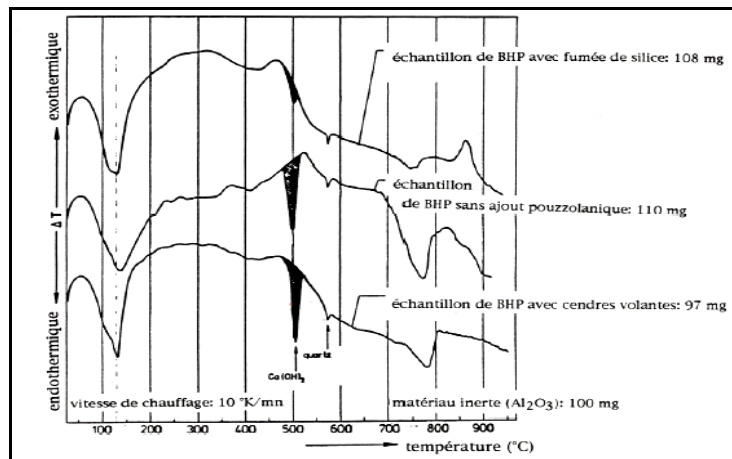


Figure 18 : analyse ATD de 3 bétons hautes performances (Diederichs, Jumppannen et al. 1992).

La Figure 19 présente l'analyse ATD de quatre types de granulats généralement utilisés pour la fabrication des bétons (*fib 2007*). Nous pouvons observer que ces granulats sont relativement stables jusqu'à 500 °C. Pour le sable siliceux et le sable calcaire contenant du quartz (SiO₂), nous pouvons noter une réaction endothermique aux alentours de 600 °C. Il s'agit de la transformation cristalline du quartz-α (structure trigonale) en quartz-β (structure hexagonale), et prend place théoriquement à 573 °C. Cette transformation s'accompagne d'un gonflement du granulat de l'ordre de 1 à 1.4 % selon (*Bazant and Kaplan 1996*) et de l'ordre de 5% selon (*fib 2007*). Pour les deux granulats contenant du calcaire, un pic endothermique important est observé. Similairement à la pâte de ciment, il correspond à la décomposition du carbonate de calcium, réaction qui dégage de grandes quantités de CO₂. Nous notons également le caractère instable de quelques granulats avec l'élévation de la température (voir Figure 20). Dans ses différents travaux, Khoury a observé une instabilité thermique du gravier de Tamise vers 350 °C. Une étude de Meyer Ottens a également montré le risque important d'instabilité thermique pour d'autres granulats : le grès (entre 260 °C et 350 °C), le silex (à partir de 150 °C) et certains feldspaths et gneiss (entre 390 °C et 450 °C). L'auteur a attribué le caractère instable de ces granulats à une génération de pression de gaz élevée au sein même du granulat (*Meyer Ottens 1972*). D'autres auteurs attribuent cette instabilité aux contraintes thermiques tangentielles qui se créent au cœur du granulat.

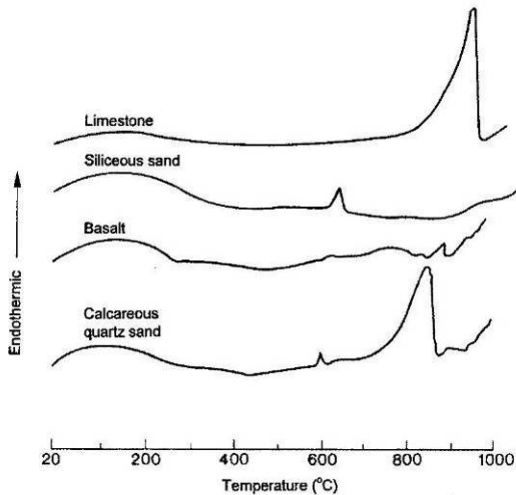


Figure 19 : analyse ATD de 4 granulats généralement utilisés pour la confection des bétons (*fib 2007*).

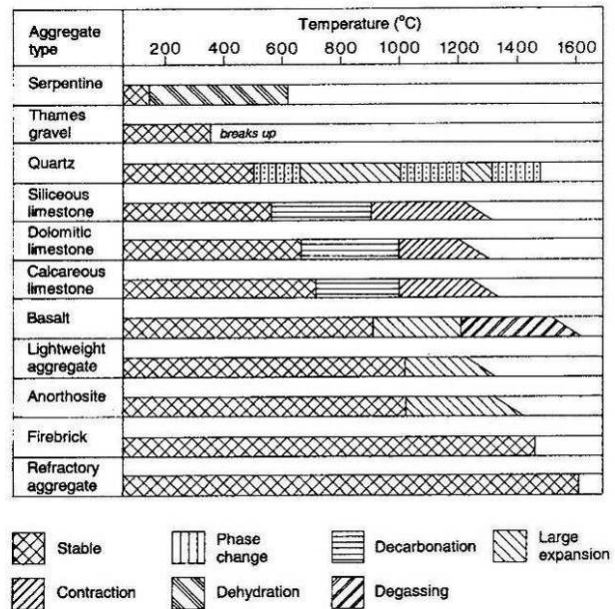


Figure 20 : études de la stabilité thermique et des transformations physico-chimiques de quelques granulats en fonction de la température (*fib 2007*).

➤ Les mesures thermo-diffractométriques,

La Figure 21 présente les résultats d'une analyse thermo-diffractométrique (ou technique de diffraction de neutrons) réalisée sur une pâte de ciment ordinaire au synchrotron de Grenoble par (*Castellote, Alonso et al. 2004*). Elle permet de suivre l'évolution de la composition de la pâte au cours de l'échauffement. Les principales observations sont les suivantes :

- l'ettringite disparaît avant même d'atteindre 100 °C,
- la déshydratation des CSH est progressive et commence avant 100 °C,
- la Portlandite n'évolue pas avant sa déshydratation quasi instantanée à 500 °C,
- la quantité de CaO augmente fortement à partir de 500 °C, à la suite de la déshydratation de la portlandite (cf. Eq. 3).

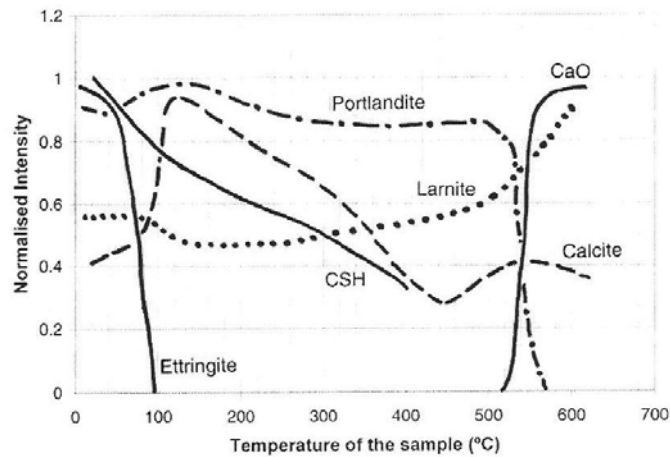


Figure 21 : évolution des quantités de phase d'une pâte de ciment durcie au cours de l'échauffement. Valeurs obtenues par une technique de diffraction des neutrons (Castellote, Alonso et al. 2004).

➤ L'observation au microscope optique à balayage avec une analyse chimique des composés par diffraction des rayons X

Les techniques de microscopes électroniques à balayage (MEB) dits "environnementaux" permettent d'observer des matériaux tel le béton à des petites échelles (jusqu'à l'ordre du nanomètre) dans des conditions de pression et d'humidité représentatifs de leur condition d'utilisation normale. Certains microscopes sont dotés de dispositifs chauffants permettant d'observer les transformations microstructurales du matériau en fonction de la température. Les observations sont généralement couplées avec une analyse aux rayons X qui permet d'identifier les différentes espèces chimiques du matériau.

Par exemple, les travaux de (Handoo, Agarwal et al. 2002), dont sont extraits les clichés de la Figure 22 présentent l'observation d'une pâte de ciment ordinaire à température ambiante et à 600 °C. Les clichés permettent de distinguer les deux principaux hydrates de la pâte de ciment : le gel CSH (structure amorphe, sans véritable morphologie type) et la Portlandite (structure nettement plus cristalline). La comparaison des clichés pris à température ambiante et à 600 °C met en évidence des modifications importantes de la microstructure du matériau : le gel CSH change de morphologie, des vides et des microfissures apparaissent.

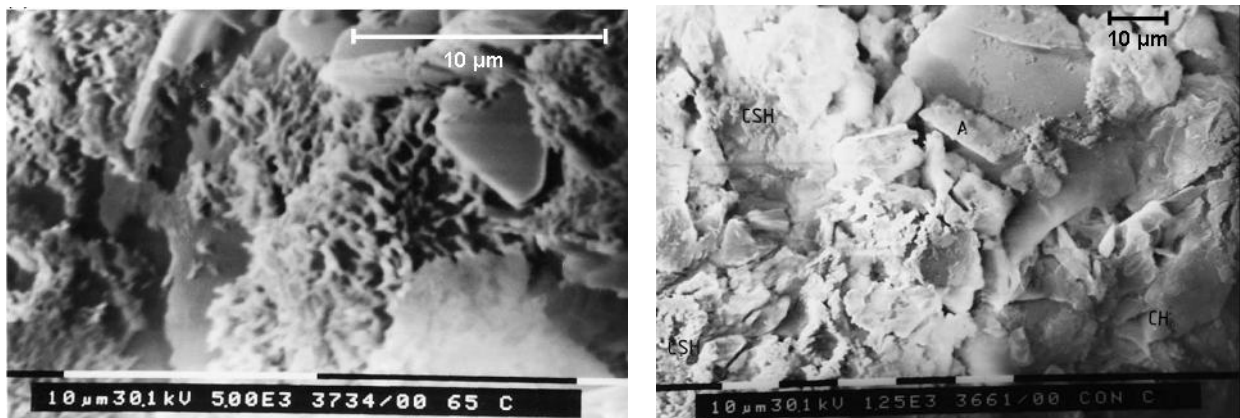


Figure 22 : observation au MEB de deux échantillons de pâte de ciment durcie d'un béton : à température ambiante (cliché de gauche) et à 600 °C (cliché de droite) (Handoo, Agarwal et al. 2002).

Le cliché de la Figure 23 présente l'observation au MEB d'un échantillon de béton ayant été soumis à un incendie réel. L'aspect vitreux du matériau ainsi que l'apparition d'une porosité importante permet d'estimer la température atteinte à plus de 1000 °C (Divet, Sylvie et al.

2005). Effectivement, à partir d'une certaine température, le béton est un matériau qui peut fondre :

- la fusion de la pâte de ciment dépend essentiellement de la composition chimique du ciment employé. Une composition ordinaire de ciment (60% de C_3S , 20% de C_2S) entraîne une température de fusion de la pâte de ciment située aux alentours de 1200 °C (*Schneider and Diederichs 1981; Bazant and Kaplan 1996*),
- la température de fusion des granulats dépend évidemment de leur nature. Nous pouvons donner comme exemples 1060 °C pour les roches basaltiques, 1210 °C pour les roches granitiques et 1700 °C pour les quartzites (*Bazant and Kaplan 1996*).

Dans le Tableau 5, nous présentons l'analyse croisée des résultats des différentes techniques expérimentales qui permet de dresser la liste des transformations physico-chimiques prenant place au sein du béton (pâte de ciment durcie et granulats) en fonction de la température (nb : la plage de température couvre les températures atteintes dans le matériau lors d'un incendie).

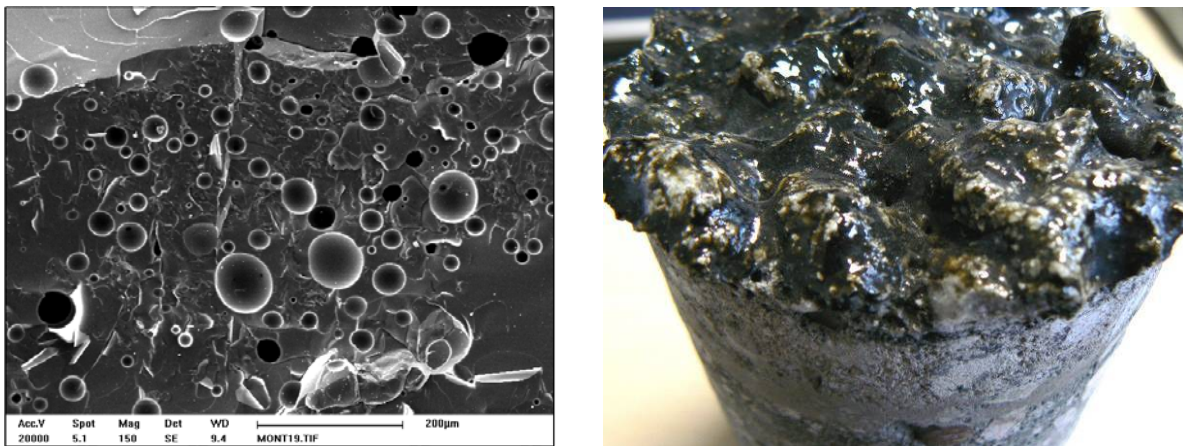


Figure 23 : à gauche, observation au MEB de la pâte de ciment durcie d'un béton après un incendie de tunnel (aspect vitreux et macroporosité importante) selon (*Divet, Sylvie et al. 2005*). A droite, cliché d'une carotte prélevée dans une dalle en béton après 2 heures de feu de type RWS (la partie haute fondue de la carotte correspond à la face exposée de la dalle), *cliché personnel*.

		Pâte de ciment	Granulats
	1200 °C	Début de la fusion	
	700 °C	Décomposition du carbonate de calcium avec libération de dioxyde de carbone	
	600 – 700 °C	Deuxième décomposition du gel CSH	
	573 °C		Transformation du quartz- α en quartz- β
	450 – 550 °C	Décomposition de la Portlandite	
	374 °C	Point critique de l'eau	
	150 – 350 °C		Risques d'instabilités thermiques de certains granulats (silex, grès)
	80 – 300 °C	Premier stage de la déshydratation du gel CSH	
	30 – 100 °C	Départ de l'eau libre (à 1 atm, plus d'eau libre après 100 °C) Décomposition de l'ettringite	

Tableau 5 : récapitulatif des principales transformations physicochimique du béton lors d'un chauffage.

2.3 Dilatation thermique

La dilatation thermique du béton est conditionnée par la dilatation thermique de deux phases : la dilatation thermique de la pâte de ciment et la dilatation thermique des granulats.

➤ Dilatation thermique de la pâte de ciment durcie

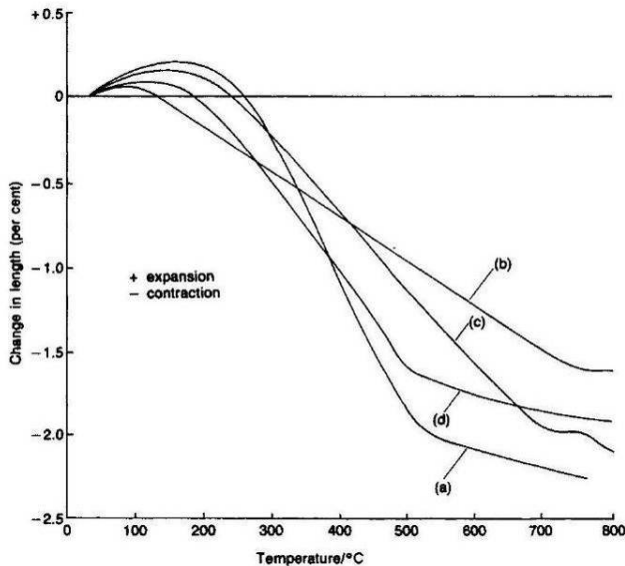


Figure 24 : dilatation thermique de pâtes de ciment durcies selon 4 travaux différents, reporté dans (Bazant and Kaplan 1996).

La Figure 24 présente la dilatation thermique de pâtes de ciments durcies selon 4 différents travaux. Quelque soit le type de pcd testée, l'allure de la déformation thermique est identique : une première phase d'expansion thermique de 20 °C à 150 °C puis une phase de contraction de 150 °C à 800 °C.

La phase de dilatation est généralement attribuée à la mise en mouvement et à la dilatation volumique des molécules d'eau (sous toutes ses formes) ainsi qu'à la réduction des forces capillaires de l'eau sur le solide du fait de l'augmentation de la température (Bazant and Kaplan 1996). La phase de contraction est attribuée au départ de l'eau (évaporable puis non évaporable) du matériau qui provoque un retrait important de la pcd.

La Figure 25 présente l'allure de la déformation thermique d'une pâte de ciment durcie en fonction de la vitesse de chauffage (0.5 et 1 °C.min⁻¹). Nous remarquons que la transition depuis la phase dilatante vers la phase de contraction du matériau dépend de la vitesse de chauffage. Ce résultat semble montrer l'influence de la cinétique de départ de l'eau du matériau sur sa dilatation thermique. Cette dernière ne doit donc pas être vue comme une propriété physique intrinsèque.

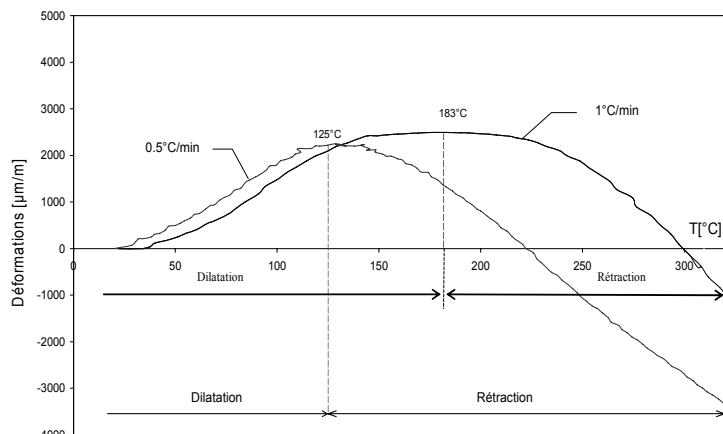


Figure 25 : dilatation thermique d'une pâte de ciment durcie haute performance entre 20 et 300 °C en fonction de la vitesse de chauffage selon (Hager 2004).

➤ Dilatation thermique des granulats

Les granulats occupent une part importante du volume total du béton (de 50 à 80%). Leur dilatation thermique influence donc fortement la dilatation thermique du béton. Généralement, les granulats utilisés pour la confection des bétons présentent une expansion thermique sur la gamme de température atteinte lors d'un incendie. Il est admis que l'expansion thermique des granulats dépend principalement de leur teneur en silice (voir Figure 26). Les roches à haute teneur en silice comme les grès ou les quartzites ont une forte expansion thermique (de plus, la transformation du quartz- α en quartz- β à 573 °C

s'accompagne d'un gonflement du granulat). Les roches ne contenant pas ou peu de silice, telles les roches calcaires, ont des expansions thermiques moins importantes (Bazant and Kaplan 1996).

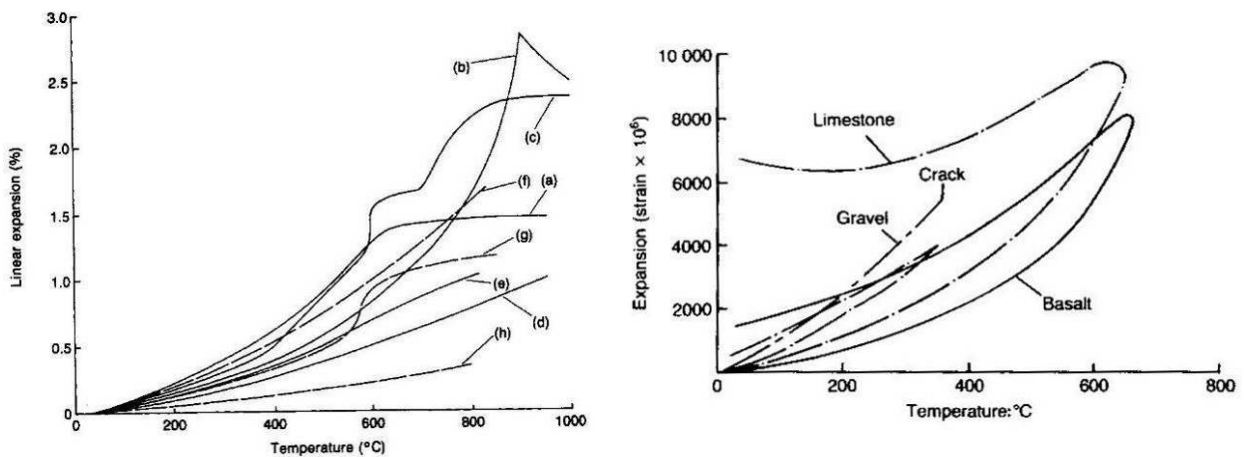


Figure 26 : dilatation thermique de différentes roches selon (Bazant and Kaplan 1996) à gauche et (Houry 1992) à droite. Légende du graphique de gauche : a et g - grès, b et f - calcaire, c - granite, d - anorthosite, e - basalte et h - pumice. Légende du graphique de droite : limestone = calcaire, gravel = gravier de Tamise (crack représente l'instabilité thermique de ce granulat) et basalt = basalte.

➤ Dilatation thermique du béton

Comme nous pouvons le voir sur la Figure 27, le coefficient de dilatation thermique du béton dépend essentiellement de la dilatation thermique des granulats utilisés. Par conséquent, il est généralement admis que les bétons confectionnés avec des granulats à teneur élevée en silice présentent une expansion thermique plus élevée que les bétons confectionnés avec des granulats ne contenant peu ou pas de silice (comme les roches calcaires). La Figure 28 et la Figure 29 sont quelques exemples expérimentaux illustrant cette particularité (Bazant and Kaplan 1996; Hager 2004).

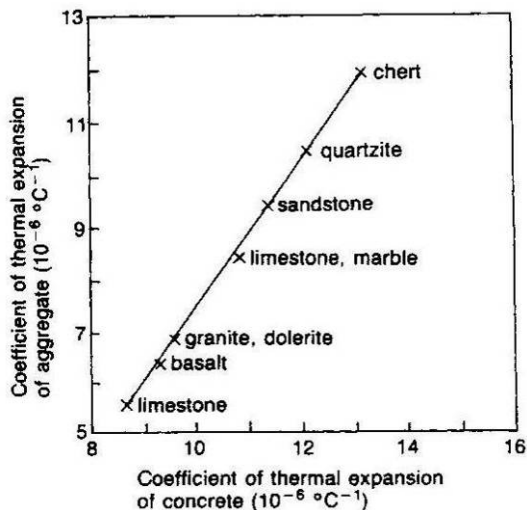


Figure 27 : relation entre le coefficient de dilatation thermique du béton et celui du granulat à température ambiante (limestone = calcaire, basalt = basalte, marble = marbre, sandstone = grès et chert = chailles, roche calcaire contenant des traces de silex).

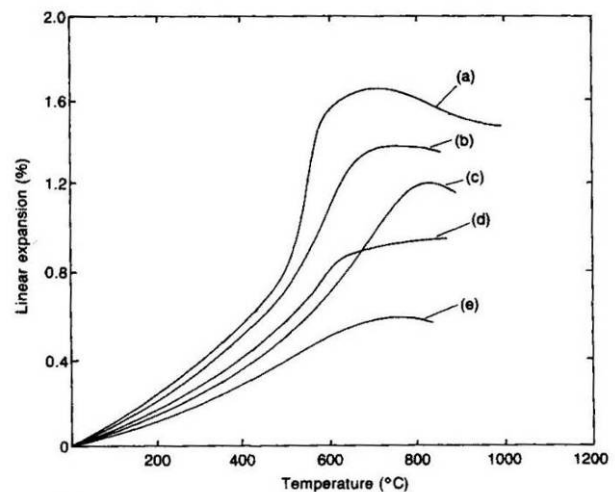


Figure 28 : dilatation thermique du béton en fonction des granulats entrant dans sa composition. a - quartzite, b - grès, c - calcaire, d - basalte et e - laitier expansé.

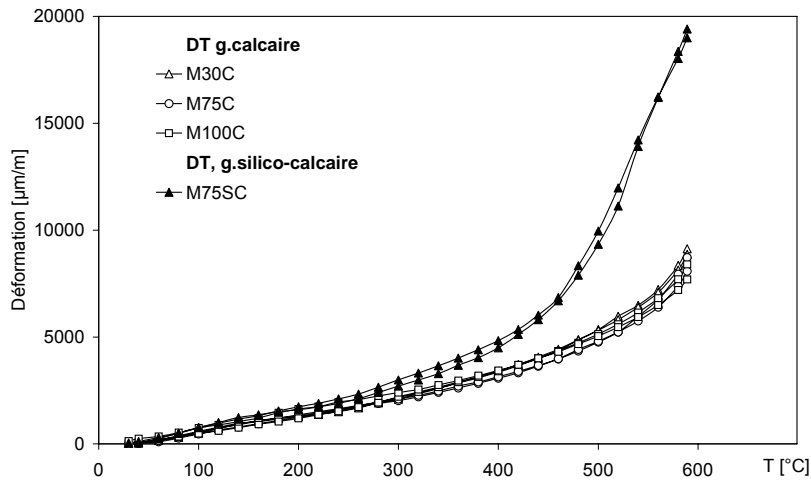


Figure 29 : dilatation thermique de 4 différents bétons selon (Hager 2004). M30C, M75C et M100C sont confectionnés avec des granulats calcaires. M75SC est confectionné avec des granulats silico-calcaires.

➤ Incompatibilités de déformation et conséquences sur la matrice

Comme nous venons de le voir, la dilatation thermique du béton est essentiellement pilotée par la dilatation thermique des granulats. Par ailleurs, la pâte de ciment durcie et les granulats ont deux comportements thermiques très différents : à partir de 150 °C, la pâte se contracte alors que les granulats continuent à gonfler. Cette différence de comportement est d'autant plus importante que les granulats présentent une forte expansion thermique, comme cela peut être le cas des granulats à teneur élevée en silice. Nous sommes donc en présence d'une incompatibilité de déformation qui provoque des contraintes tangentielles à l'interface pcd / granulat. Ceci peut s'observer grâce à un calcul numérique mesoscopique pour lequel le béton est modélisé en plusieurs phases, comme l'exemple de la Figure 30 (La Borderie, Lawrence et al. 2007). Ces contraintes entraînent un endommagement important à l'interface pcd / granulat, phénomène accentué par le fait que la zone de transition possède des propriétés mécaniques faibles. L'une des conséquences de cet endommagement est l'apparition de fissures dans la matrice, transgranulaires et surtout à l'interface pcd / granulat, comme nous pouvons le voir sur les observations MEB de la Figure 31.

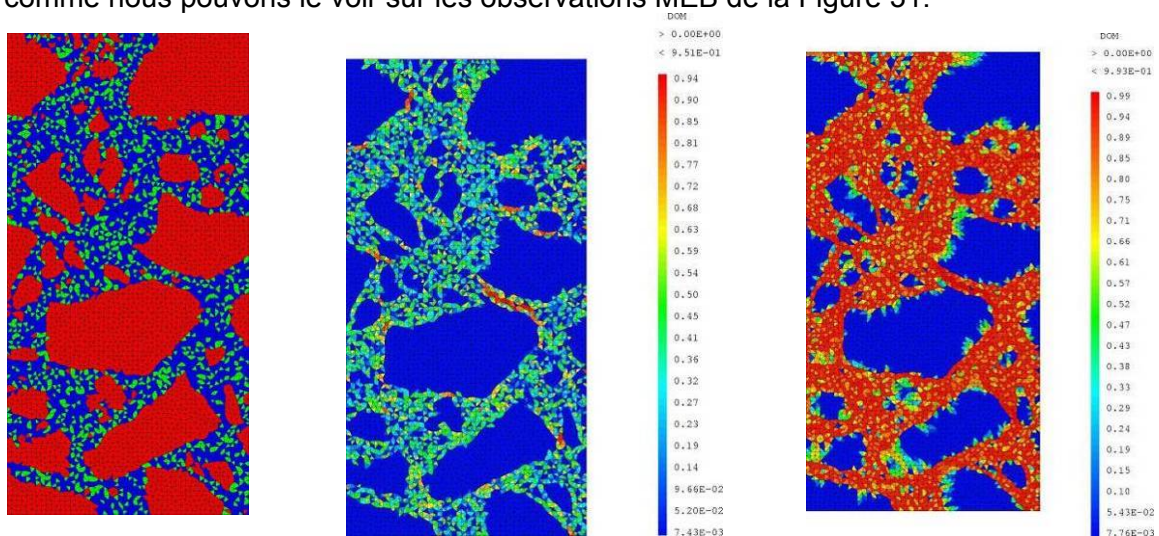


Figure 30 : à gauche, modélisation mesoscopique d'un béton (en rouge et vert, inclusions granulaires; en bleu la pâte de ciment durcie). Clichés du milieu et de droite, cartographies de l'endommagement après un cycle thermique pur de respectivement 86 °C et 270 °C, les zones rouges correspondent à l'endommagement maximal (communication personnelle).

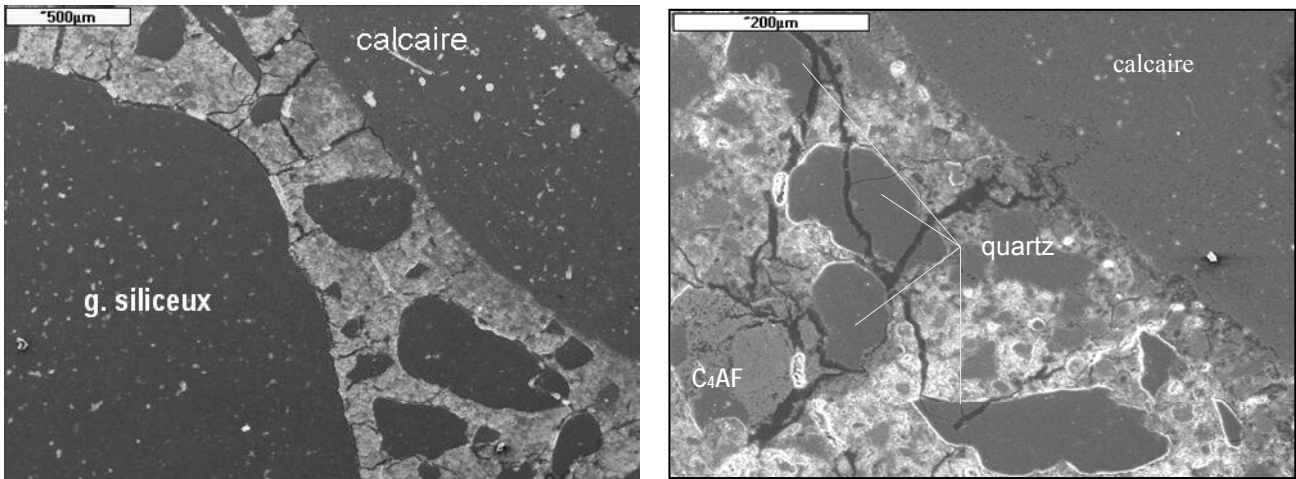


Figure 31 : observations au MEB d'échantillons de béton chauffés à 600 °C par (Hager 2004). Sur le cliché de gauche, nous observons une fissuration à l'interface pâte / granulat. La fissuration est plus importante autour du granulat siliceux. Sur le cliché de droite, fissuration transgranulaire du quartz.

2.4 Evolution de la porosité

La microstructure des bétons peut être étudiée par deux techniques expérimentales (Alonso, Andrade et al. 2003):

- la porosité à l'eau : cette technique permet de déterminer la porosité totale accessible à l'eau de l'échantillon testé. Les diamètres de pores accessibles par cette méthode sont essentiellement compris dans la porosité capillaire du matériau.
- la porosité par intrusion de mercure : cette technique permet d'estimer la porosité totale du matériau ainsi que sa distribution porosimétrique. Les diamètres de pores accessibles sont supérieurs à 4 nm, soit essentiellement compris dans la porosité capillaire du matériau.

La Figure 32 présente un exemple d'évolution de la porosité totale de différents bétons mesurée par la technique de porosité à l'eau (Irex 2005). Nous pouvons observer que la porosité totale à l'eau augmente peu entre la température ambiante et des températures de l'ordre de 400 °C.

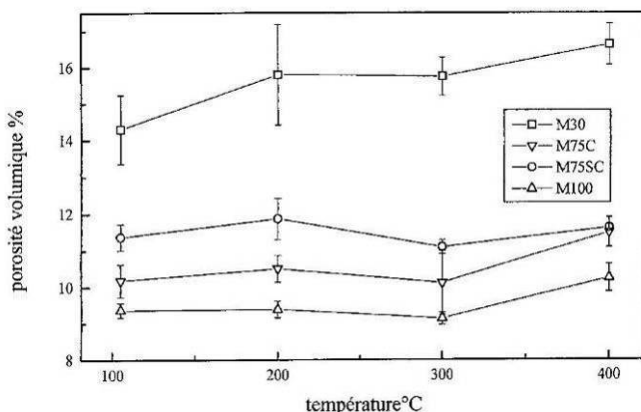


Figure 32 : évolution de la porosité à l'eau de 4 bétons en fonction de la température selon (Irex 2005).

Cette faible augmentation peut être le résultat de deux processus concomitants : d'un côté, le départ d'eau (eau libre et une partie de l'eau liée) augmente le volume poreux du matériau tandis que la déshydratation des CSH s'accompagne d'un resserrement des feuillets des hydrates qui tend à densifier le matériau et à réduire par conséquent le volume poreux (cf. § 2.3 partie 1). A partir de 300 °C, l'augmentation de la porosité est plus nette du fait de l'apparition de micro-fissures dans la matrice. Ces micro-fissures peuvent avoir pour origine la déshydratation de la pâte, les incompatibilités de déformation pâte / granulat et les contraintes thermomécaniques (reliées aux gradients thermiques).

La Figure 33 présente l'évolution de la distribution porosimétrique mesurée par la technique d'intrusion au mercure d'un béton ordinaire et d'un béton à hautes performances (*Noumowe, Clastres et al. 1996*).

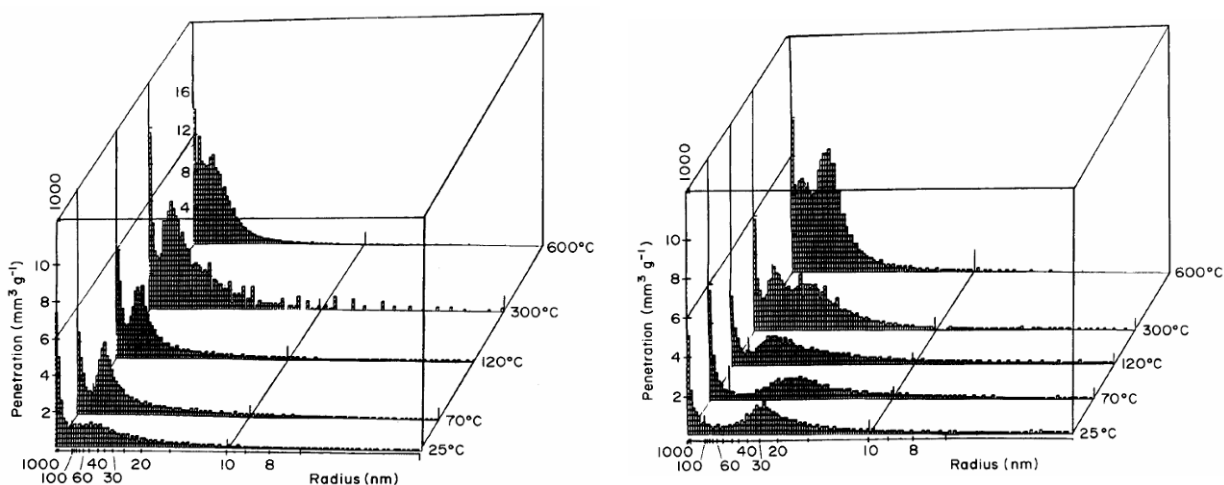


Figure 33 : évolution de la distribution porosimétrique en fonction de la température mesurée par la technique d'intrusion de mercure par (*Noumowe, Clastres et al. 1996*). A gauche, béton ordinaire, à droite, béton à hautes performances.

Pour les deux types de béton, nous observons un déplacement de la distribution porosimétrique vers les plus gros diamètres avec l'augmentation de la température. Ceci peut être attribué :

- à la perte d'eau du matériau,
- à l'endommagement de la matrice du fait de sa déshydratation,
- à l'endommagement de la matrice du fait des gradients thermiques,
- à l'endommagement de la matrice du fait de l'incompatibilité de dilatation thermique pâte / granulat.

Pour illustrer ce dernier point, la Figure 34 présente la distribution porosimétrique d'un mortier en distinguant le réseau poreux lié à la pâte de ciment et celui lié à l'interface pâte / granulat. Jusqu'à 450 °C, la distribution porosimétrique de la pâte évolue peu. A partir de 450 °C, le système poreux se déplace légèrement vers les plus gros pores. En revanche, le système poreux lié à l'interface pâte / granulat subit des modifications importantes, et ceci dès 150 °C. Le déplacement du système poreux du béton vers les plus gros pores semble donc essentiellement lié aux incompatibilités de déformation entre la pâte et le granulat (*Alonso, Andrade et al. 2003*).

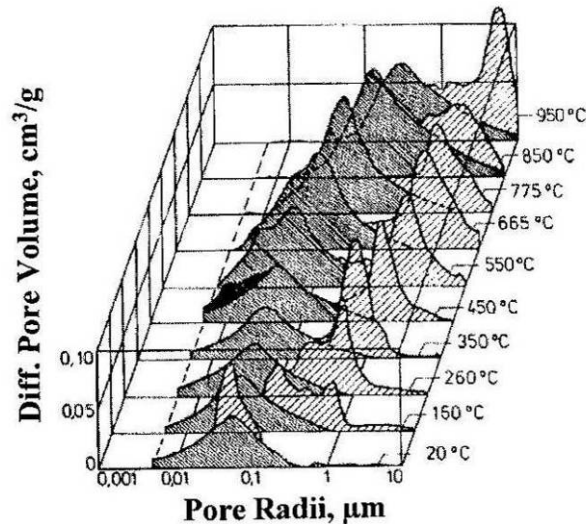


Figure 34 : évolution de la distribution porosimétrique d'un mortier selon (Alonso, Andrade et al. 2003). Distinction entre la pâte de ciment durcie (zones sombres) et l'interface pâte / granulat (zones hachurées).

2.5 Evolution des propriétés de transfert

Comme nous le verrons par la suite, sous l'effet du chauffage, des transferts de chaleur et de masse se mettent en place au sein du béton. Parmi les transferts de masse, le transfert de l'eau sous forme liquide et gazeuse est particulièrement déterminant dans l'apparition de quelques phénomènes propres aux bétons : propriétés mécaniques, déformation thermique transitoire, instabilités thermiques (Schrefler, Khoury et al. 2002). Les mouvements de fluide au sein d'un matériau poreux sont pilotés par deux mécanismes :

- le mouvement dit de perméation dû aux gradients de pression qui peut être caractérisé par le modèle de Darcy (Darcy 1856):

$$v_f = - \frac{K}{\mu} \cdot \text{grad}(p_f) \quad \text{Eq. 4}$$

Où v_f est la vitesse de filtration du fluide en ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$), K la perméabilité intrinsèque du matériau (paramètre indépendant du fluide percolant) en (m^2), μ la viscosité dynamique du fluide percolant en ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}$) et p_f la pression du fluide percolant en (Pa).

- le mouvement dû aux gradients de concentration qui peut être caractérisé par le modèle de Fick (Fick 1855):

$$\Phi = - D_{diff} \cdot \text{grad}(C) \quad \text{Eq. 5}$$

Où Φ est le flux de fluide en ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$), D_{diff} la diffusivité au fluide du matériau en ($\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$) et C la concentration du fluide en ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$).

De ces deux mécanismes, le mouvement darcéen est généralement admis comme le plus influent sur le mouvement de l'eau liquide, et son étude repose donc essentiellement sur la connaissance de la perméabilité du matériau. Le béton est un matériau poreux à perméabilité relativement faible au regard d'autres matériaux de construction (brique ou roche) : d'une perméabilité intrinsèque de l'ordre de $1\cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ pour un béton ordinaire à $1\cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ pour les bétons à hautes performances. Sous l'effet du chauffage et des

phénomènes engagés (transformations physico-chimiques, dilatation thermique des phases), la perméabilité du béton évolue avec l'élévation de la température.

Peu de dispositifs expérimentaux permettant de mesurer la perméabilité des matériaux à haute température existent. Nous présentons sur la Figure 35 l'évolution de la perméabilité d'un mortier et d'un béton avec la température mesurée grâce à deux techniques expérimentales développées par (Lion, Skoczylas et al. 2005) et (Choinska, Khelidj et al. 2007).

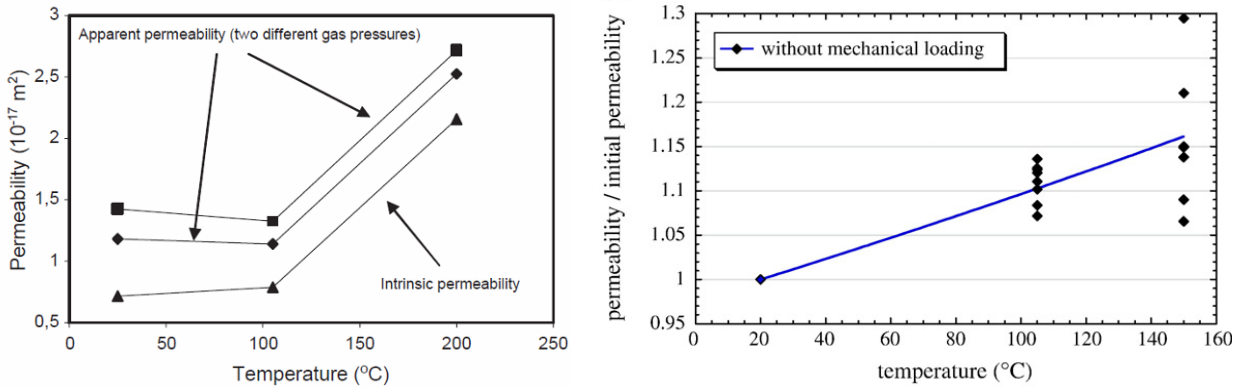


Figure 35 : évolution de la perméabilité au gaz en fonction de la température (perméabilités mesurées à haute température) selon (Lion, Skoczylas et al. 2005) à gauche et (Choinska, Khelidj et al. 2007) à droite.

Nous observons une augmentation de la perméabilité du matériau avec l'élévation de la température. L'augmentation est franche à partir de températures de l'ordre de 100 °C. Cette augmentation de perméabilité peut être attribuée :

- au départ de l'eau capillaire par séchage, libérant ainsi le passage du fluide percolant,
- au déplacement du spectre porosimétrique du béton vers les plus gros pores,
- à la micro-fissuration de la matrice à cause de la déshydratation des CSH,
- à l'incompatibilité de déformation entre la pcd et les granulats.

La plupart des études de l'évolution de la perméabilité des bétons avec la température s'effectue sur un perméamètre à charge constante de type CEMBUREAU, après refroidissement du matériau. L'application de cycles thermiques (chauffage puis refroidissement) au béton permet d'évaluer l'évolution de la perméabilité du matériau pour des températures élevées, quelques exemples sont donnés sur la Figure 36, où nous observons pour tous les bétons testés une augmentation de la perméabilité avec la température.

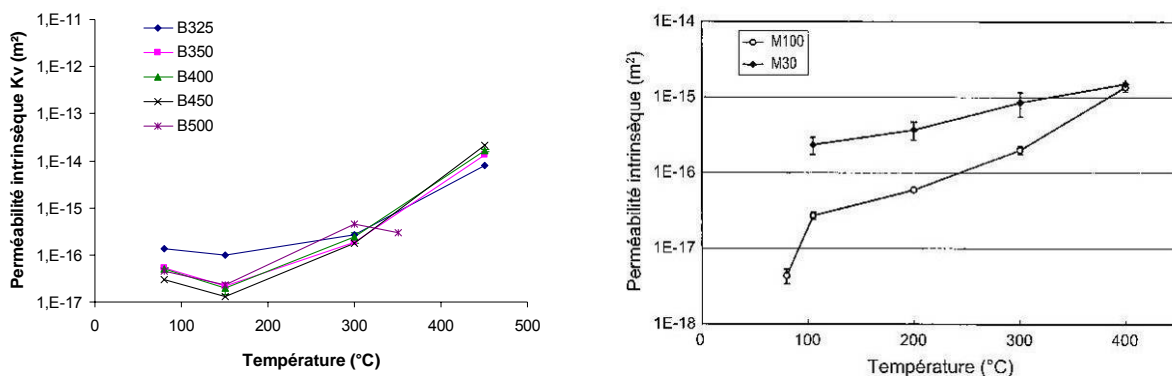


Figure 36 : évolution de la perméabilité au gaz en fonction de la température (perméabilités mesurées après refroidissement) selon (Kanema 2007) à gauche et (Irex 2005) à droite.

L'endommagement du matériau et sa perméabilité sont intimement liés, même à température ambiante. Selon (Picandet 2001), la Figure 37 montre clairement la relation entre l'accroissement de la perméabilité au gaz d'un béton et son endommagement (déterminé à partir de mesures ultrasoniques du module d'élasticité dynamique). Un accroissement de l'endommagement (même faible) peut augmenter la perméabilité du matériau de plusieurs ordres de grandeurs.

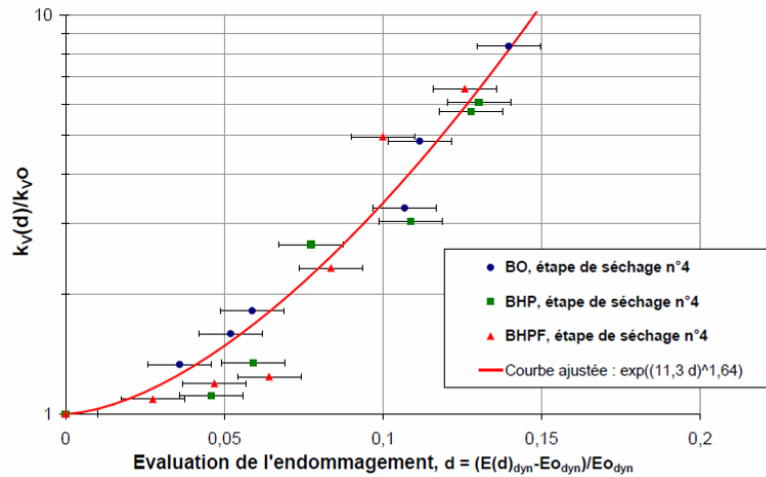


Figure 37 : relation entre l'accroissement de perméabilité et l'endommagement du béton selon (Picandet 2001) (endommagement évalué par une technique ultrasonique).

A haute température, et sous l'effet conjugué des différents endommagements que subit le béton :

- endommagement de la matrice dû à sa déshydratation,
- micro-fissuration de la matrice, de l'interface pâte / granulats et des granulats due à l'incompatibilité de déformation,
- endommagement thermomécanique dû aux gradients thermiques (particulièrement important lors d'un chauffage rapide comme un incendie),

la perméabilité du béton augmente fortement, facilitant ainsi le mouvement des fluides. Les résultats expérimentaux de (Choinska, Khelidj et al. 2007), présentés sur la Figure 38, permettent de mettre en évidence le lien entre perméabilité, endommagement et température.

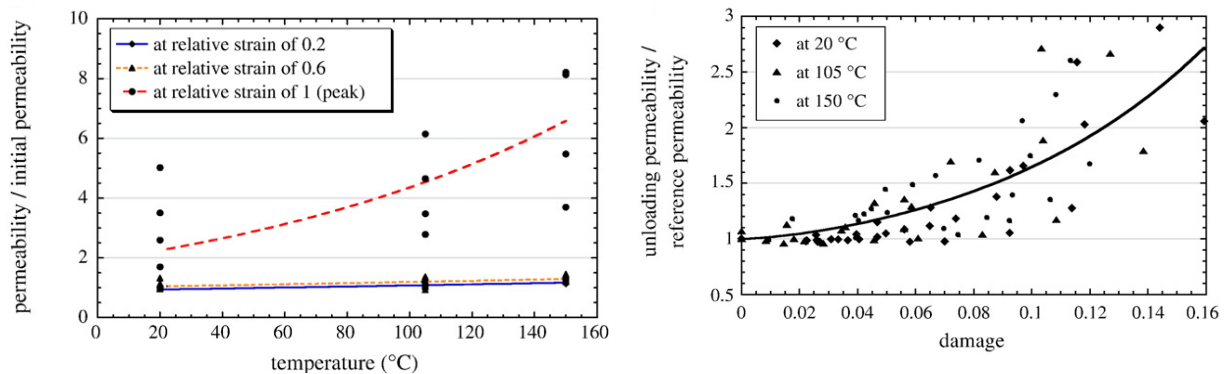


Figure 38 : résultats de (Choinska, Khelidj et al. 2007). A gauche, évolution de la perméabilité intrinsèque au gaz en fonction de la température et de l'effort mécanique appliqué sur l'éprouvette. À droite, évolution de l'accroissement de la perméabilité intrinsèque en fonction de la température et de l'endommagement de l'éprouvette (évalué par la chute de rigidité du béton).

Certains modélisateurs intègrent le lien intime entre perméabilité et endommagement dans leurs calculs couplés. (*Dal Pont 2004*), par exemple, propose la loi d'évolution de l'Eq. 6.

$$K = K_0 \times 10^{\alpha D} \quad \text{Eq. 6}$$

Où K est la perméabilité intrinsèque du béton pour un état de température donné, K_0 la perméabilité initiale du matériau, α un paramètre empirique dépendant du type de béton et D l'endommagement total du béton. Cette dernière variable prend en compte un endommagement d'origine mécanique (défini par la variation du module d'Young à température constante) et un endommagement d'origine thermo-chimique (défini comme étant la variation du module d'Young entre le matériau chauffé et non chauffé).

2.6 Evolution des propriétés thermiques

L'étude de la diffusion de la chaleur au sein des bétons constitue la base de l'étude du comportement du matériau à haute température. Le transport de chaleur dans un matériau est modélisé par la loi de Fourier (*Fourier 1822*), reprise dans l'Eq. 7.

$$\left(\rho \cdot C_p\right) \frac{\partial T}{\partial t} + \text{div}(q) = 0 \text{ avec } q = -\lambda \text{ grad}(T) \quad \text{Eq. 7}$$

Avec ρ la masse volumique du béton en ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$), C_p sa chaleur spécifique en ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$), T la température en (K), q le flux de chaleur en ($\text{J} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$) et λ la conductivité thermique du béton en ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$). En considérant λ constant dans tout le matériau, l'Eq. 7 peut s'écrire :

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \cdot \Delta T \text{ ou } \dot{T} = a \cdot \Delta T \quad \text{Eq. 8}$$

Avec $a = \frac{\lambda}{\rho \cdot C_p}$ la diffusivité thermique du béton en ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$).

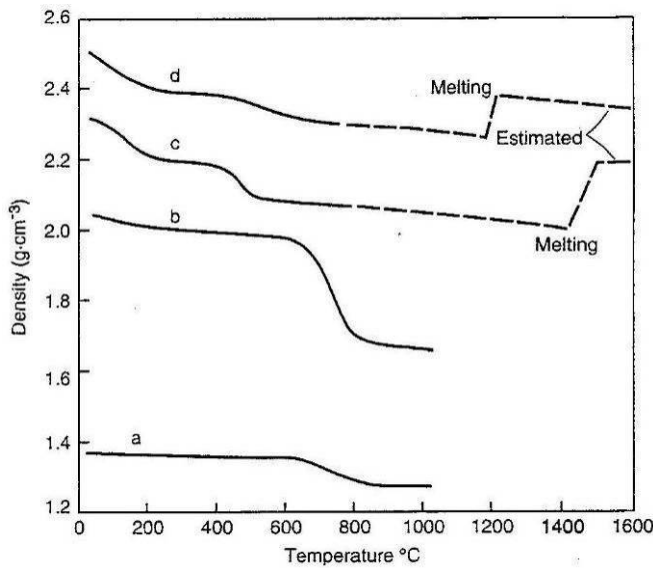
Le béton étant un matériau hétérogène, ses propriétés thermiques dépendent de celles des différentes phases, en particulier la pâte de ciment durcie et les granulats.

➤ Evolution de la masse volumique avec la température

La masse volumique du béton est d'environ $2300 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ à température ambiante. Avec l'élévation de la température et les différentes transformations physico-chimiques, la masse volumique du béton évolue (*Bazant and Kaplan 1996*):

- le départ d'eau par séchage et déshydratation des CSH et Portlandite diminue la densité du matériau,
- l'expansion thermique du béton diminue sa densité,
- la forte expansion à 573 °C des granulats contenant du quartz diminue la densité du béton,
- le fort dégagement de CO_2 qui accompagne la décomposition du carbonate de calcium à partir de 700 °C diminue fortement la densité du béton,
- la fusion du béton densifie le matériau, augmentant par conséquent sa masse volumique.

Ces effets s'observent sur les différentes courbes expérimentales de la Figure 39, analysées dans (*Bazant and Kaplan 1996*).



Pour tous les bétons, on observe une légère diminution de la masse volumique entre la température ambiante et 400 °C à cause de l'expansion thermique du matériau et du départ de l'eau. Les roches d et c contenant du quartz, leur expansion à 573 °C provoque une diminution de la masse volumique des bétons. La forte baisse de la masse volumique dans le béton b est attribuée à la présence de granulats calcaires dans sa composition, ce qui peut entraîner un fort dégagement de CO₂ à partir de 600 °C.

Figure 39 : effet de la température sur la masse volumique de bétons confectionnés avec des granulats de type a – argile expansé (granulats léger), b – silico-calcaires, c – quartzite et d - basalte.

➤ Evolution de la chaleur spécifique avec la température

La chaleur spécifique d'un matériau est la quantité d'énergie nécessaire pour élever d'un degré une masse unitaire de matière. Autrement dit, c'est l'énergie qu'absorbe ou restitue le matériau pour :

- soit élever sa température,
- soit changer de phase dans une réaction endothermique (consommation d'énergie),
- soit changer de phase dans une réaction exothermique (restitution d'énergie).

La chaleur spécifique peut donc se définir comme étant une combinaison de l'enthalpie propre au matériau et des enthalpies propres aux transformations chimiques qui s'opèrent en son sein sous l'effet du chauffage à pression P constante (*Harmathy 1970*) :

$$C_p = \left(\frac{\partial H}{\partial T} \right)_{P, \xi} + \left(\frac{\partial H}{\partial \xi} \right)_{P, T} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial T} = \bar{C}_p + \Delta H_p \frac{\partial \xi}{\partial T} \quad \text{Eq. 9}$$

Avec H l'enthalpie en (J.mole⁻¹) et ξ le degré de conversion des réactants ($0 < \xi < 1$). Le premier terme de l'Eq. 9 représente la chaleur spécifique propre au matériau tandis que le second terme représente la chaleur latente des différentes transformations physico-chimiques avec H_p l'enthalpie de la réaction qui s'opère.

La chaleur spécifique d'un matériau hétérogène s'obtient par une simple loi de mélange du type : $C_p = \sum_i f_i \cdot C_i$ avec C_p la chaleur spécifique du matériau hétérogène, i le nombre de

phases du matériau, C_i la chaleur spécifique de la phase i et f_i la fraction volumique de la phase i (*Flynn 1999*). Il est intéressant de noter que la chaleur spécifique d'un matériau hétérogène ne dépend pas de la distribution spatiale de ses différents composants. Ceci permet de déterminer la chaleur spécifique d'un matériau hétérogène sur une poudre représentative du mélange (i.e. en respectant les fractions volumiques des phases), sans avoir à se soucier de l'arrangement des phases (calorimétrie).

En s'inspirant de l'expression de l'Eq. 9 et en utilisant une simple loi de mélange, (*Al Najim 2004*) propose par exemple l'expression suivante pour décrire la chaleur spécifique du béton :

$C_p = C_{peq} + \text{chaleurs latentes} =$	Eq. 10
$(1 - \phi) \cdot C_p^s + S^l \phi C_p^l + (1 - S^l) \phi (C_p^v + C_p^a) +$	<p>ϕ la porosité du matériau et C_p^s la chaleur spécifique de la phase solide du béton, S^l le degré de saturation en liquide des pores et C_p^l la chaleur spécifique de l'eau liquide, C_p^v la chaleur spécifique de la vapeur d'eau, C_p^a la chaleur spécifique de l'air</p>
$\Delta H_{vap} \dot{m}_{vap} + \Delta H_{desh} \dot{m}_{desh}$	<p>H_{vap} l'enthalpie de vaporisation de l'eau et \dot{m}_{vap} un terme source ($\dot{m}_{vap} > 0$ si évaporation et $\dot{m}_{vap} < 0$ si condensation) H_{desh} l'enthalpie de déshydratation du matériau et \dot{m}_{desh} un terme source ($\dot{m}_{desh} > 0$ si déshydratation et $\dot{m}_{desh} < 0$ si hydratation)</p>

La chaleur spécifique de la pâte de ciment durcie varie de 0.7 à 1.7 kJ.kg⁻¹.K⁻¹ à température ambiante (Bazant and Kaplan 1996). Durant l'échauffement, sa chaleur spécifique va être fortement modifiée par les différentes transformations physico-chimiques et plus particulièrement par le séchage du matériau (départ de l'eau libre), et la déshydratation des CSH et de la Portlandite. A partir des enthalpies de ses différents composants, (Harmathy 1970) a proposé une évolution théorique de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment qu'il a par la suite comparée à des mesures expérimentales (Figure 40).

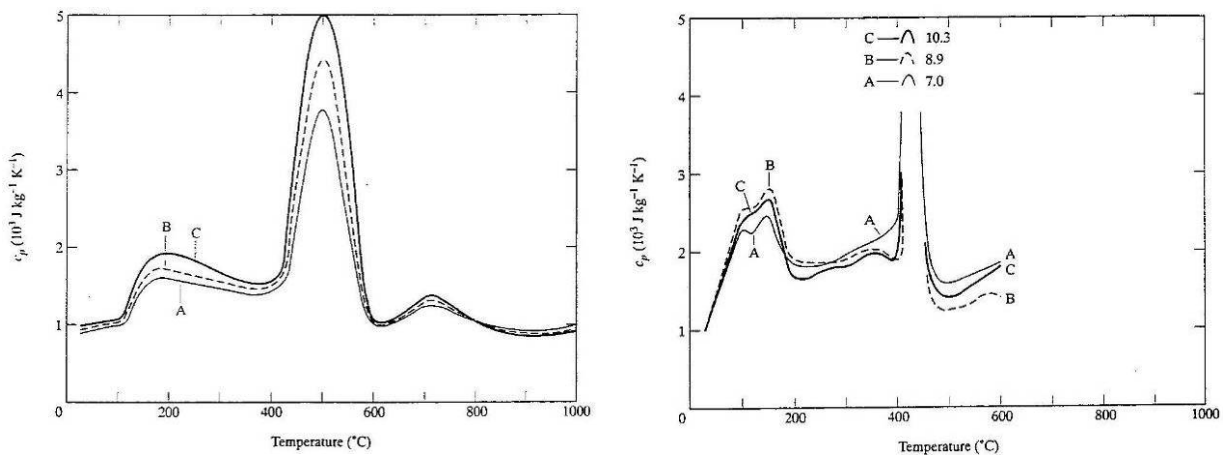


Figure 40 : évolution de la chaleur spécifique de trois pâtes de ciment (E/C = A - 0.25, B - 0.33 et C - 0.50) avec la température. A gauche, valeurs théoriques; à droite, valeurs mesurées (Harmathy 1970).

La chaleur spécifique des granulats varie généralement de 0.5 à 0.9 kJ.kg⁻¹.K⁻¹ à température ambiante (Bazant and Kaplan 1996). L'évolution de la chaleur spécifique avec la température peut être modifiée par les différentes transformations du granulat, en particulier le passage de la structure α à β vers 573 °C pour les roches contenant du quartz (Figure 41).

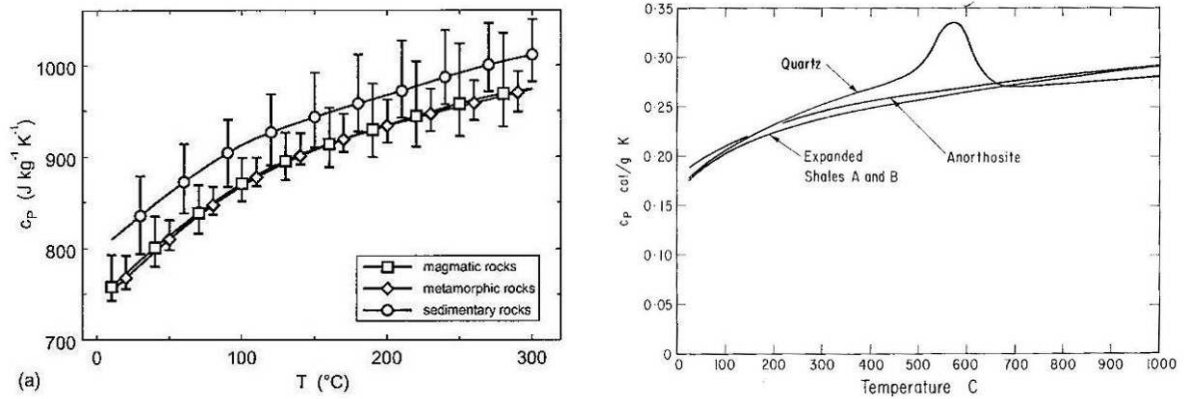


Figure 41 : évolution de la chaleur spécifique de quelques roches avec la température selon (Vosteen and Schellschmidt 2003) à gauche et (Harmathy 1970) à droite (nb : 1 cal = 4.1868 J).

La chaleur spécifique du béton dépend essentiellement de la chaleur spécifique des granulats puisque ceux-ci en constituent la plus grande proportion volumique. Cependant, les chaleurs latentes des différentes transformations physico-chimiques (dans la pcd et les granulats) influencent l'évolution de la chaleur spécifique du béton avec la température. Comme nous pouvons le voir sur l'exemple de la Figure 42, la chaleur spécifique des bétons augmente généralement avec la température. Ceci est dû au fait que la plupart des transformations physico-chimiques ayant lieu sont endothermiques (Bazant and Kaplan 1996). D'un point de vue réglementaire, l'Eurocode 2 (CEN 2004) n'a prévu de retenir que l'effet du séchage du béton et propose donc un pic de chaleur spécifique entre 100 °C et 200 °C dépendant de la teneur en eau du béton (Figure 43). Cela peut s'avérer critiquable à l'examen des courbes d'évolution de la chaleur spécifique de la pâte de ciment et le pic significatif vers 500 °C, représentatif de la décomposition de la Portlandite.

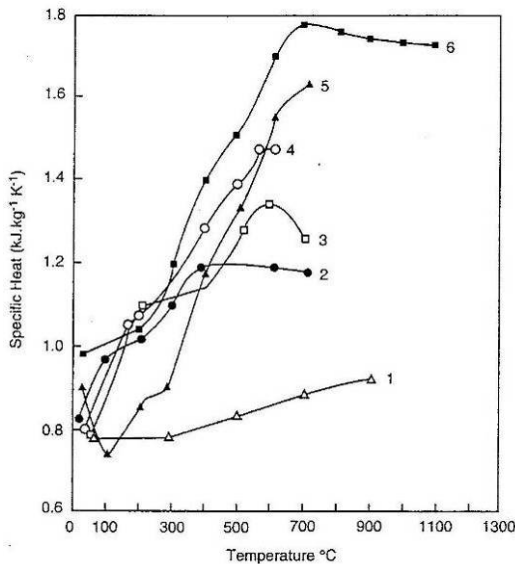


Figure 42 : évolution avec la température de la chaleur spécifique de différents bétons en fonction de la nature du granulat (1 – granite, 2, 3 et 5 – calcaire, 4 et 6 – siliceux), résultats repris dans (Bazant and Kaplan 1996).

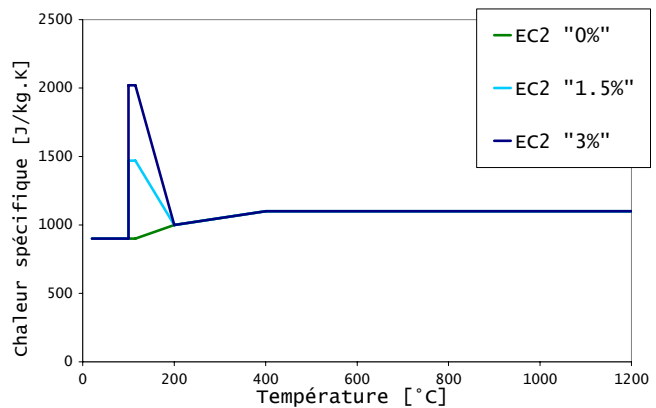
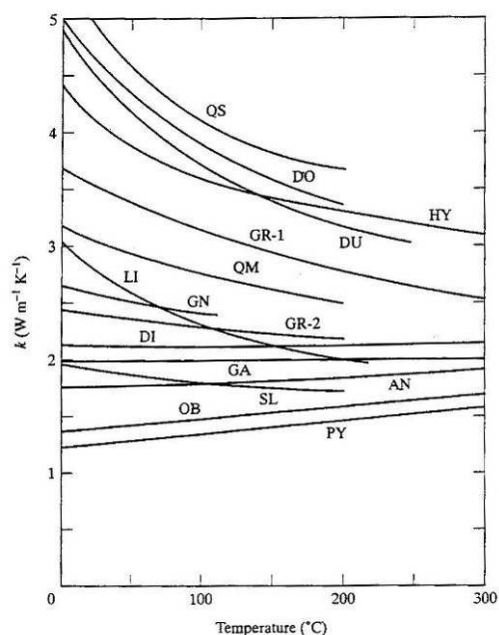


Figure 43 : évolution de la chaleur spécifique des bétons avec la température selon l'Eurocode 2 (CEN 2004). Le pic à 100 °C dépend de la teneur en eau du béton : 0, 1.5 et 3% (teneur exprimée en masse).

➤ Evolution de la conductivité thermique avec la température

La conductivité thermique des bétons dépend de la conductivité thermique de chacun de ses composants selon des lois de mélange plus complexes que celle retenue pour la chaleur spécifique (Flynn 1999). En particulier, ces lois de mélange prennent en compte la distribution spatiale des composants en plus des proportions volumiques de chacun. Cependant, il est généralement admis que la conductivité thermique du béton dépend essentiellement de celle des granulats (Bazant and Kaplan 1996).



La Figure 44 présente l'évolution de la conductivité thermique de différentes roches. Des roches couramment utilisées pour la confection des bétons, celles ayant la plus grande conductivité thermique sont les roches contenant du quartz : quartzite (QS) et granite (GR-1). La roche calcaire (LI) a une conductivité thermique élevée à température ambiante mais décroît fortement avec l'élévation de température (Flynn 1999).

Figure 44 : évolution avec la température de la conductivité thermique de quelques roches (QS – quartzite, GR-1 _ granite, LI calcaire), résultats analysés dans (Flynn 1999).

La Figure 45 présente l'évolution de la conductivité thermique de bétons confectionnés avec différentes natures de granulats, suivant des travaux repris dans (Bazant and Kaplan 1996) et (Al Najim 2004). Il apparaît que la conductivité thermique des bétons dépend de celle des granulats utilisés : en particulier les bétons confectionnés avec des granulats contenant du quartz (quartzite ou granulats siliceux) ont une conductivité thermique plus importante que les bétons confectionnés avec des granulats calcaires.

Généralement la conductivité thermique des bétons décroît avec l'élévation de la température. Ceci peut être attribué à la création de vides (augmentation de la taille des pores et fissuration à plusieurs échelles) qui constituent de bons isolants thermiques et au départ progressif de l'eau (sous toutes ses formes) qui est un bon conducteur thermique.

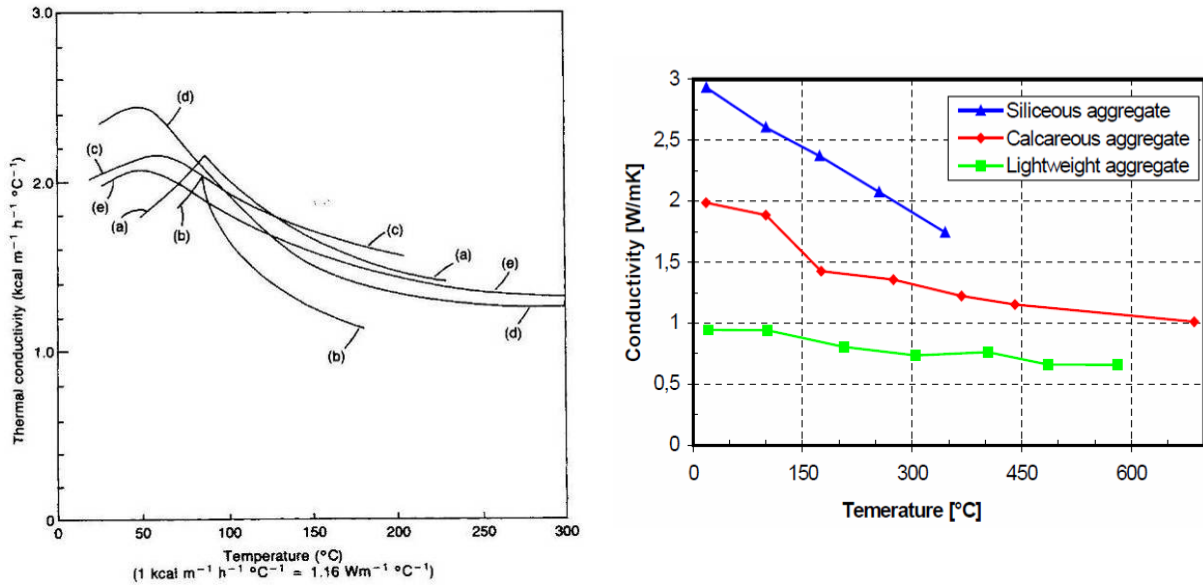


Figure 45 : évolution avec la température de la conductivité thermique de différents bétons en fonction de la nature des granulats. A gauche, résultats repris dans (Bazant and Kaplan 1996), a – calcaire, b – baryte, c – gravier, d et e – quartzite. A droite, résultats repris dans (Al Najim 2004), siliceous – siliceux, calcareous – calcaires et lightweight – granulats légers.

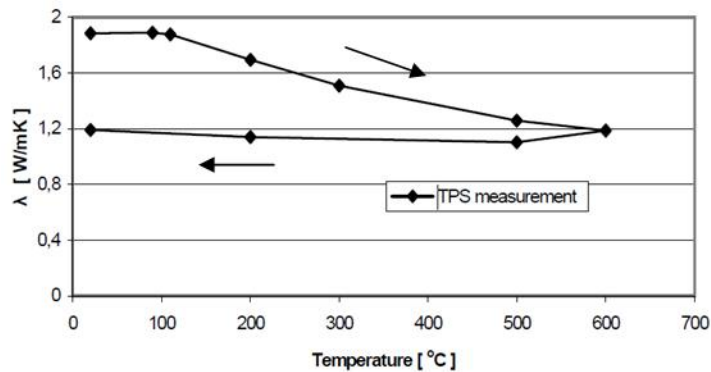


Figure 46 : évolution de la conductivité thermique d'un béton autoplaçant avec la température selon (Jansson 2004). La flèche vers la droite représente les mesures durant la phase de chauffage du matériau; la flèche vers la gauche représente les mesures durant la phase de refroidissement de l'éprouvette.

La Figure 46 présente l'évolution de la conductivité thermique d'un béton autoplaçant durant l'élévation de la température puis durant le refroidissement et le retour à température ambiante (Jansson 2004). Le fait de mesurer la même conductivité thermique à 600 °C et à température ambiante (après refroidissement) témoigne de l'irréversibilité des phénomènes conduisant à la création de vides (en l'absence de ré-humidification et de réhydratation du matériau).

➤ Evolution de la diffusivité thermique avec la température

Comme nous l'avons vu précédemment, la diffusivité thermique est un paramètre qui dépend à la fois de la masse volumique, de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique du matériau (voir Eq. 8). La diffusivité thermique du béton, qui est généralement de $1 \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ à température ambiante, diminue avec l'élévation de température pour atteindre $0.4 \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ vers 600 °C (Bazant and Kaplan 1996). L'évolution de la diffusivité thermique avec la température est naturellement influencée par les transformations physico-chimiques qui prennent place lors du chauffage du béton. Une technique expérimentale développée par (Gambarova 2003) et (Felicetti 2007), reposant sur l'enregistrement transitoire du champ de température dans une éprouvette cylindrique, permet d'observer les effets de différentes transformations sur l'évolution de la diffusivité thermique. Quelques résultats sont présentés sur la Figure 47.

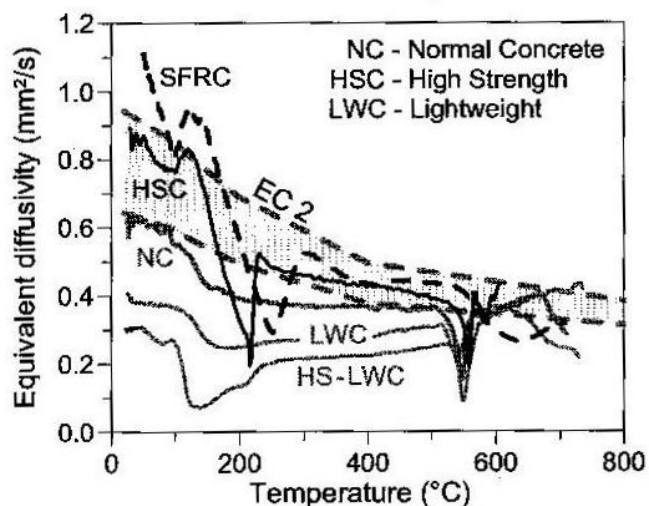


Figure 47 : évolution de la diffusivité thermique de différents bétons et valeurs réglementaires (EC2 – Eurocode 2). Légende : SFRC – béton renforcé de fibres métalliques, HSC – béton à hautes performances, NC – béton ordinaire, LWC – béton de granulats légers et HS-LWC - béton de granulats légers à hautes performances (*Felicetti 2007*).

2.7 Evolution des propriétés mécaniques

A température ambiante, le béton est considéré comme un matériau fragile. Son comportement est dissymétrique en traction et compression dans le sens où sa résistance en traction est généralement négligeable devant sa résistance en compression. L'essai de compression uniaxiale permet d'observer un caractère adoucissant du matériau une fois passé le pic avec un comportement anisotrope (forte expansion dans la direction perpendiculaire à la charge). Des essais de quelques cycles de compression permettent d'observer une perte des propriétés mécaniques (endommagement) ainsi que des déformations résiduelles dues à la fissuration du matériau. Le béton possède également un caractère particulier, mis en évidence par un essai cyclique traction-compression : l'effet unilatéral. Il consiste en une restauration de la raideur du matériau lors du passage d'un état de traction (ouverture des fissures) à un état de compression (refermeture des fissures). *Analyse inspirée de (La Borderie 1991)*.

Sous l'effet des différentes transformations physico-chimiques qui prennent place au sein du matériau lors de l'élévation de la température, les propriétés mécaniques évoluent fortement.

2.7.1 Comportement en compression

La plupart des études mécaniques du béton à haute température portent sur le comportement du matériau en compression uniaxiale. Cela s'explique par la relative simplicité des techniques expérimentales requises et par le fait que la résistance à la compression du béton participe à la stabilité globale des structures (contrairement à la résistance en traction). Nous invitons le lecteur à consulter (*Houry 1992*) et (*Hager 2004*) pour élargir l'étude bibliographique sur le sujet. Nous présentons ici quelques résultats.

La Figure 48 présente l'influence de la température sur le comportement du matériau en compression uniaxiale (courbe contrainte / déformation). On observe généralement une diminution de la rigidité du matériau et une augmentation de la déformation à la rupture. Concernant l'évolution de la résistance en compression, plusieurs phases peuvent s'observer : celles-ci dépendent généralement de l'état de séchage / déshydratation du matériau : la phase de séchage et le début de la déshydratation provoquent un retrait de la matrice, améliorant ainsi la compacité du matériau et donc sa résistance en compression

(DeJong and Ulm 2007). C'est la raison pour laquelle certains bétons présentent une augmentation de la résistance en compression pour des températures entre 100 °C et 250 °C. Malgré tout, sous l'effet conjugué des transformations physico-chimiques (fissuration de la matrice, augmentation de la porosité) et des incompatibilités de déformation pâte / granulats, la résistance en compression des bétons décroît de façon quasi-linéaire à partir de 300 °C (Hager 2004).

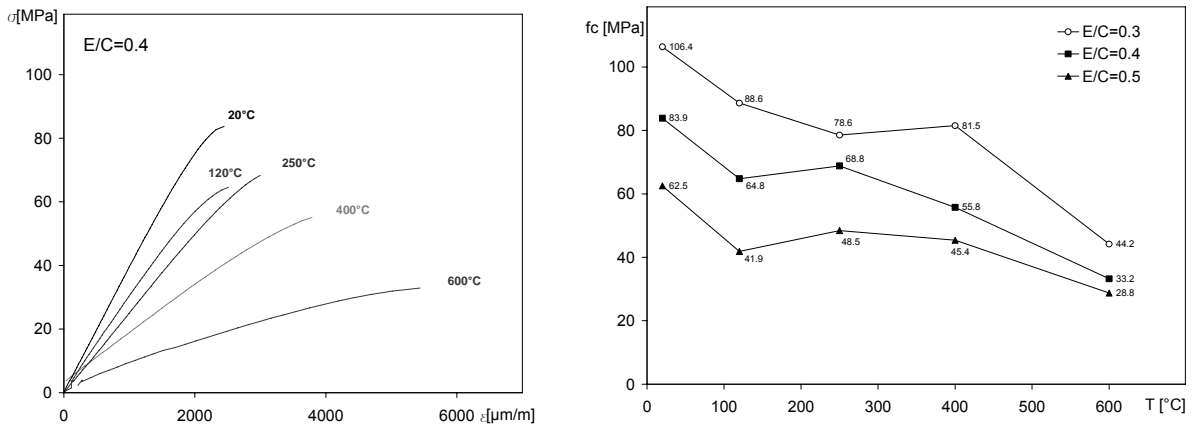


Figure 48 : à gauche, courbes de contrainte / déformation mesurées à chaud en compression sur un béton haute performance. A droite, évolution de la résistance en compression à chaud d'un béton haute performance en fonction du rapport E/C (Hager and Pimienta 2004, Hager 2004).

La rigidité du matériau est sévèrement modifiée par l'élévation de température. Le module d'élasticité décroît de façon quasi linéaire depuis la température ambiante pour atteindre des valeurs nulles généralement aux alentours de 800 °C. L'exemple de la Figure 49 montre l'évolution du module d'élasticité de deux bétons confectionnés à partir de granulats silico-calcaires pour le premier et de granulats calcaires pour le second (Hager 2004). L'endommagement provoqué par la forte incompatibilité de déformation pâte / granulats du béton silico-calcaire (cf. § 2.3, partie 1) entraîne une perte totale de rigidité dès 600 °C. Peu de résultats expérimentaux sont disponibles concernant l'évolution du coefficient de Poisson avec la température. Les résultats de (Maréchal 1970) montrent une faible diminution de ce coefficient avec la température (Figure 50).

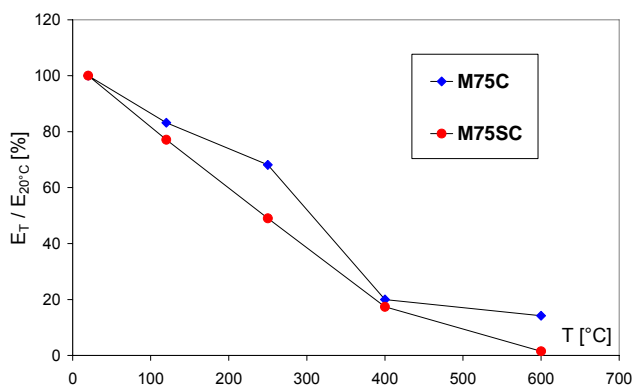


Figure 49 : évolution avec la température du module d'élasticité relatif d'un béton en fonction de la nature du granulat : M75C – calcaire, M75SC – silico-calcaire (Pimienta and Hager 2002).

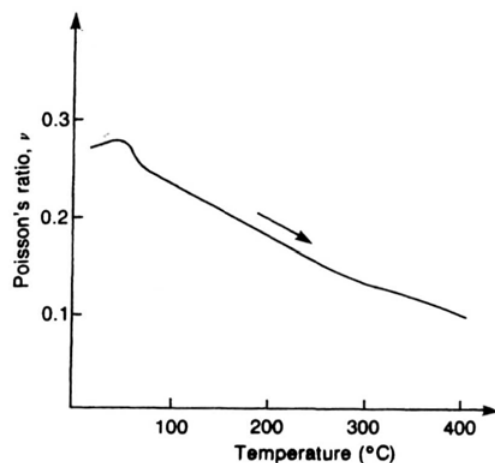


Figure 50 : évolution du coefficient de Poisson du béton avec la température selon (Maréchal 1970).

Une grande partie des essais de compression à haute température sont effectués sur des éprouvettes non étanchées, i.e. où le départ de l'eau (sous toutes ses formes) du matériau est possible. Les recherches bibliographiques et les propres travaux expérimentaux de (Lankard, Birkimer et al. 1971) ont montré une influence forte du traitement de l'éprouvette lors d'essais de compression à haute température. En particulier, les essais réalisés sous pression de vapeur saturée (équivalent à une éprouvette étanchée) et donc pour lesquels le départ de l'eau n'est pas possible, ont entraîné une chute importante des propriétés mécaniques (résistance en compression et module d'élasticité), comme nous pouvons l'observer sur la Figure 51. L'auteur a attribué cette chute des propriétés mécaniques à la transformation hydrothermique du gel CSH en structure cristalline plus riche en carbonate de calcium et donc moins résistante. Ces résultats sont confirmés par (Khoury et al. 1985), Figure 52.

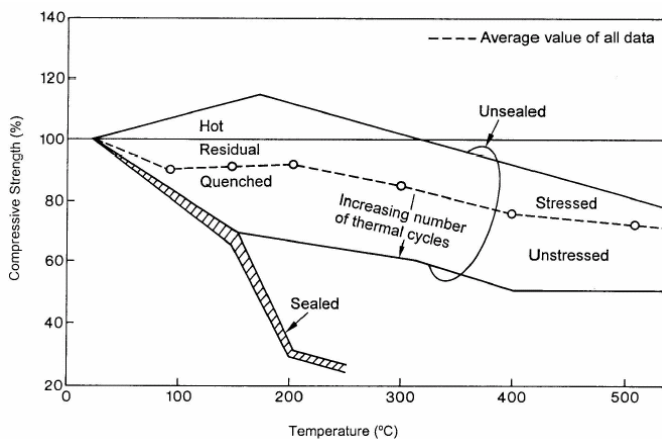


Figure 51 : évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction des conditions hydriques de l'essai selon (Lankard, Birkimer et al. 1971) : *sealed* – étanchées (par application d'une pression de vapeur saturée), *unsealed* – évaporation libre, *tested hot* – essai réalisé à chaud, *tested residual* – essai réalisé après refroidissement.

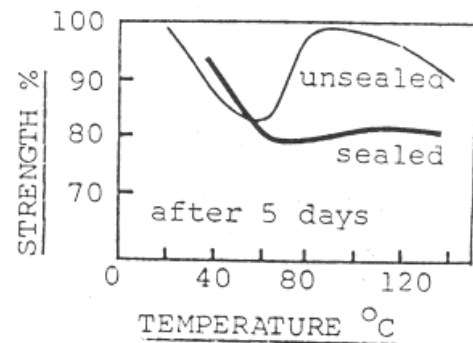


Figure 52 : évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction des conditions hydriques de l'essai selon (Khoury et al. 1985) : *sealed* – étanchées, *unsealed* – évaporation libre.

Enfin, il est intéressant de noter l'influence du type d'essai sur l'évolution de la résistance en compression du béton. La Figure 53 présente l'évolution de la résistance en compression relative d'un même béton selon que l'essai de compression est réalisé à chaud ou après refroidissement (essai dit résiduel). A partir de 120 °C, la résistance résiduelle du béton est inférieure à celle mesurée "à chaud". Ceci peut s'expliquer en grande partie par l'endommagement supplémentaire de l'éprouvette induit par les gradients thermiques dûs au refroidissement ainsi qu'à une augmentation de volume de l'éprouvette (accompagné de fissuration) provoquée par une possible réhydratation de la chaux par l'humidité de l'air ambiant (Hager and Pimienta 2004).

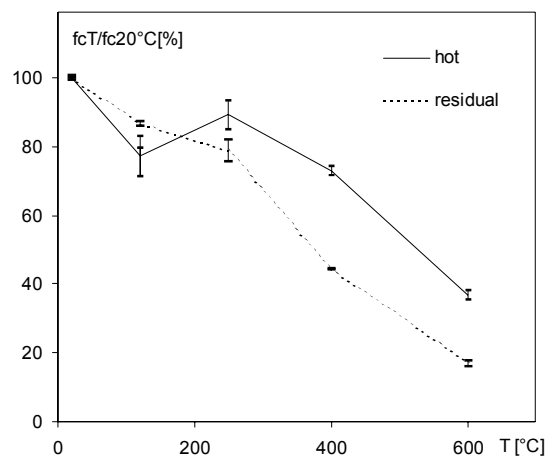


Figure 53 : évolution de la résistance en compression relative d'un béton en fonction du type d'essai réalisé : *hot* – à chaud, *residual* – après refroidissement (Hager and Pimienta 2004).

2.7.2 Comportement en traction

Peu de résultats de comportement en traction directe du béton à haute température sont disponibles dans la littérature. Ceci peut s'expliquer par l'importance moindre de la résistance en traction du béton dans le comportement macroscopique des structures et par les difficultés expérimentales occasionnées par l'essai de traction directe à chaud (problèmes d'alignement de l'éprouvette, de flexion parasite, d'influence des appareils d'appuis, de rigidité de la presse, de gradients thermiques, etc.). Cependant, à l'échelle du matériau, la connaissance de la résistance en traction du béton est nécessaire pour pouvoir déterminer son endommagement et l'ouverture des fissures (avec toute l'importance que cela peut avoir sur les propriétés de transfert, cf. § 2.5, partie 1). Nous pouvons citer les résultats de (*Gambarova 2003*) selon lesquels la résistance en traction du béton mesurée à chaud décroît avec l'élévation de la température. Ces résultats sont en opposition de ceux obtenus par (*Hager 2004*), selon lesquels la résistance en traction du béton mesurée à chaud pourrait croître avec l'élévation de la température (Figure 54).

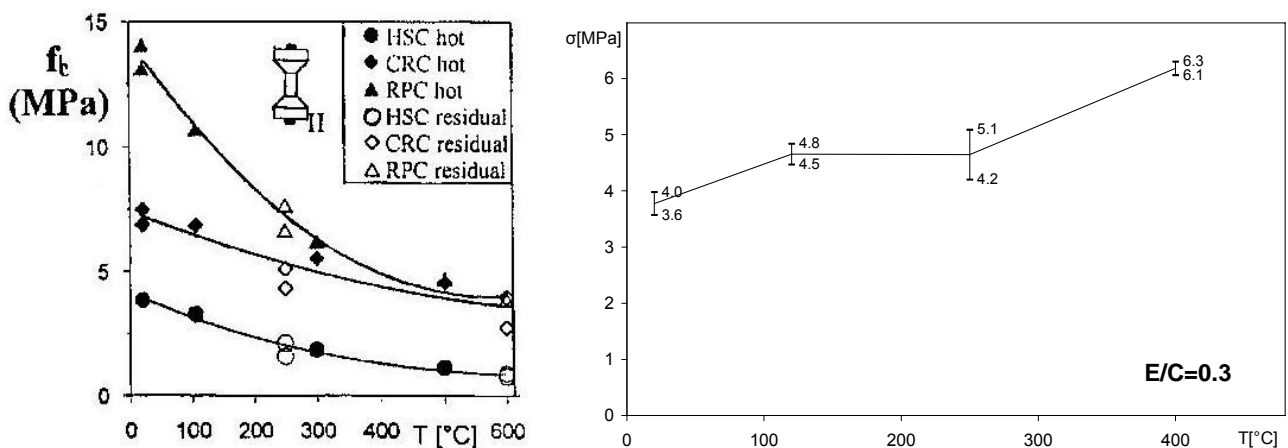


Figure 54 : évolution de la résistance en traction directe du béton mesurée à chaud selon (*Gambarova 2003*) à gauche et (*Hager 2004*) à droite.

Pour des raisons pratiques de simplicité expérimentale, la plupart des chercheurs proposent des résultats d'évolution de la résistance en traction des bétons à partir d'essais de fendage ou de flexion. Quelques résultats sont présentés à la Figure 55, pour lesquels la résistance en traction de tous les bétons testés décroît avec la température.

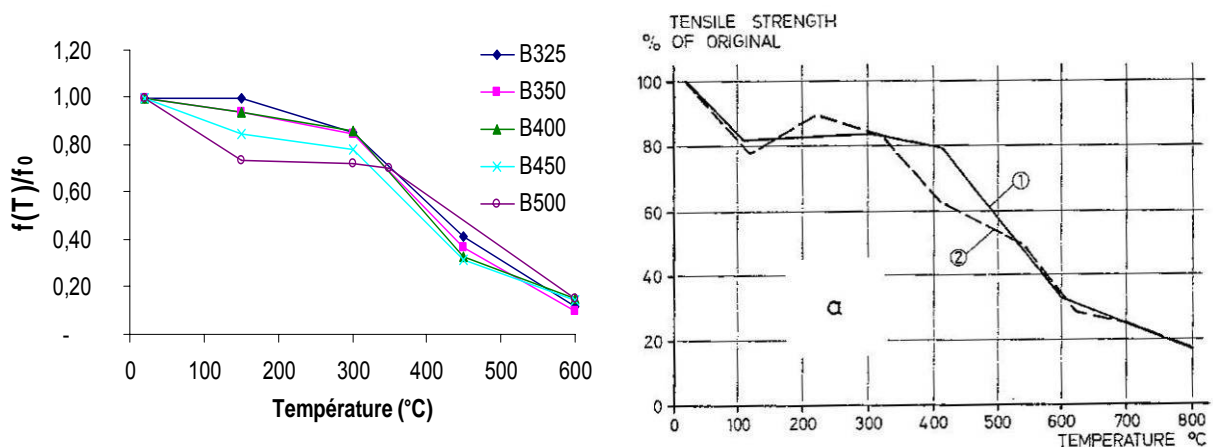


Figure 55 : évolution de la résistance en traction du béton mesurée par essai de fendage après refroidissement selon (*Kanema 2007*) à gauche et (*Thelandersson 1972*) à droite.

2.7.3 Fluage à haute température

A température ambiante, le fluage (en compression) des bétons est généralement attribué à des mécanismes de diffusion microscopique de l'eau et de mécanismes de dislocation des gels de CSH (Ulm 1999; Acker and Ulm 2001). Beaucoup de travaux expérimentaux ont été menés dans les années 70 et 80 afin d'étudier l'influence de la température sur le fluage des bétons (Nasser and Neville 1966; Fahmi, Polivka et al. 1972; Gross 1975; Gillen 1981; Dias, Khoury et al. 1987; Schwesinger, Ehlert et al. 1987). De façon générale, il a été observé sous l'effet de la température à la fois une augmentation des déformations de fluage atteintes et une forte accélération de leurs vitesses. L'influence de la température et de la charge appliquée est souvent approchée par une expression de type puissance, comme l'exemple de l'Eq. 11. Quelques résultats expérimentaux sont présentés à la Figure 56.

$$\varepsilon_{creep}(t, T) = Kt^b e^{cT} \quad \text{Eq. 11}$$

Avec t le temps, T la température et K , b , c des paramètres matériau.

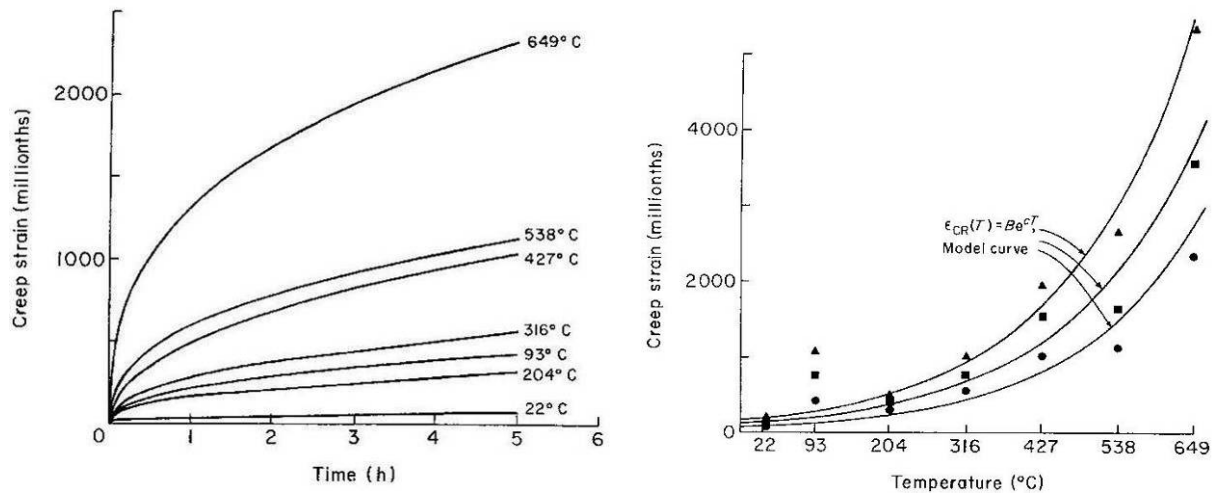


Figure 56 : à gauche, courbes de fluage d'un béton en fonction de la température (l'effort appliqué représente 30 % de la résistance en compression du béton). A droite, comparaison entre les valeurs mesurées et les valeurs déterminées à partir de l'Eq. 11 (Gillen 1981).

Par ailleurs, (Dias, Khoury et al. 1987) ont montré l'influence d'un pré-chauffage du béton sur le fluage à haute température : le fluage n'apparaît qu'à partir d'une température d'essai supérieure à celle du cycle de pré-chauffage.

2.7.4 Déformation thermique transitoire

En première approche, la déformation totale d'un béton chauffé et sollicité mécaniquement (sous charge constante) pourrait s'écrire :

$$\varepsilon = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad \text{Eq. 12}$$

Avec ε la déformation totale du béton, $\varepsilon_{th}(T)$ la déformation thermique du béton (cette composante de déformation inclut le retrait du matériau), $\varepsilon_{\sigma}(\sigma, T)$ la déformation élastique instantanée (qui varie du fait de l'évolution de la rigidité du matériau avec la température) et $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ la déformation élastique différée (qui peut varier avec la température selon l'Eq. 11).

Expérimentalement, il a été montré que l'expression de l'Eq. 12 n'était pas valide pour décrire le comportement d'un élément de béton chargé en compression (uniaxiale dans la plupart des essais) et chauffé de façon transitoire. Une composante de déformation doit être ajoutée afin de simuler correctement le comportement du béton. (*Anderberg and Thelandersson 1976; Khoury, Grainger et al. 1985; Schneider 1988*) proposent donc de modifier l'Eq. 12 en tenant compte de cette nouvelle composante de déformation. Par exemple (*Anderberg and Thelandersson 1976*) donne l'équation Eq. 13 de la déformée totale du béton chauffé, illustrée par la Figure 57.

$$\varepsilon = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad \text{Eq. 13}$$

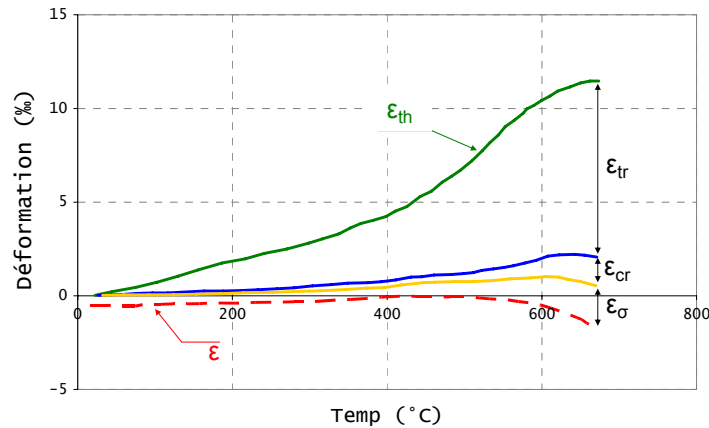


Figure 57 : décomposition, selon (*Anderberg and Thelandersson 1976*), des composantes de déformation d'un béton chauffé et uniaxialement comprimé (à 35 % de la résistance en compression du béton) : ε la déformation totale du béton, ε_{th} la déformation thermique du béton, ε_{σ} la déformation élastique, ε_{cr} la déformation élastique différée et ε_{tr} la déformation thermique transitoire.

La composante $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ est appelée déformation thermique transitoire ou DTT. C'est un phénomène particulier aux bétons, supposé indépendant du temps (*Khoury 2006*), c'est la raison pour laquelle on lui préfère généralement l'appellation de déformation thermique transitoire et non fluage thermique transitoire. Il s'agit d'une composante de déformation supplémentaire qui apparaît lors de la simultanéité d'un chauffage transitoire et de l'application d'une charge mécanique de compression (une seule étude expérimentale précise que la DTT n'apparaît pas sous charge de traction). Par ailleurs, il apparaît que la déformation totale est dépendante du chemin de sollicitation thermomécanique : la Figure 58 illustre le fait que la réponse du béton n'est pas la même selon que l'application de la charge mécanique précède le chauffage transitoire ou le succède (*Zeiml 2008*).

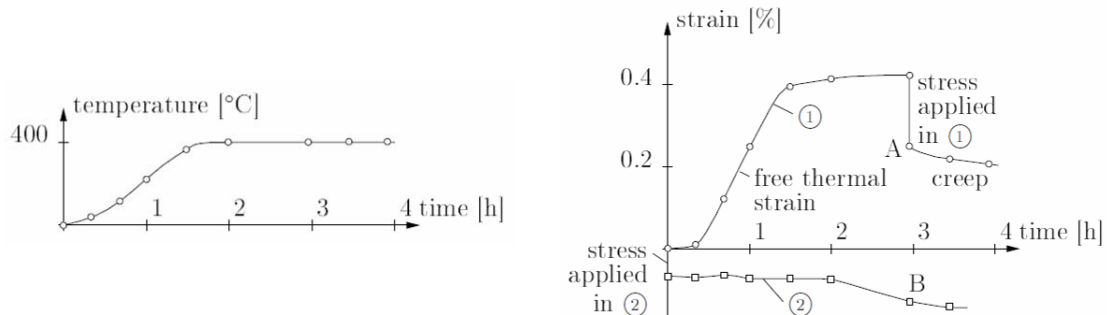


Figure 58 : illustration de la dépendance du chemin de sollicitation thermomécanique sur la réponse du béton. ① : application de la charge mécanique après la phase de chauffage; ② : application de la charge mécanique avant l'élévation de température (*Zeiml 2008*).

La DTT est d'une importance primordiale dans le calcul des structures béton chauffées (lors d'un incendie par exemple). En effet, l'un des effets de la DTT est de relaxer les contraintes de compression dans le matériau. La Figure 59 présente la simulation de l'évolution de la contrainte axiale d'un poteau en béton chauffé selon que l'on prenne en compte ou pas le phénomène de DTT (*Tenchev and Purnell 2005*). L'utilisation de modèles avec prise en compte de la DTT abouti à des contraintes axiales moins élevées qu'un modèle de comportement "classique" (sans prise en compte de la DTT).

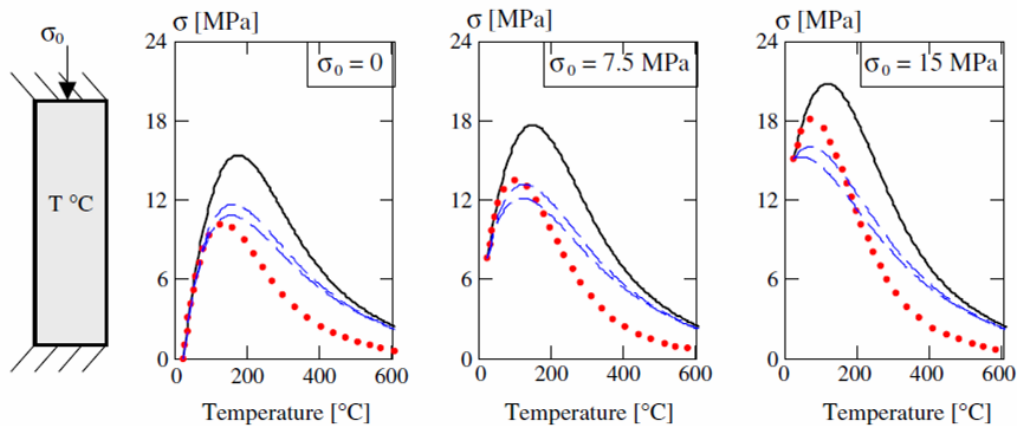
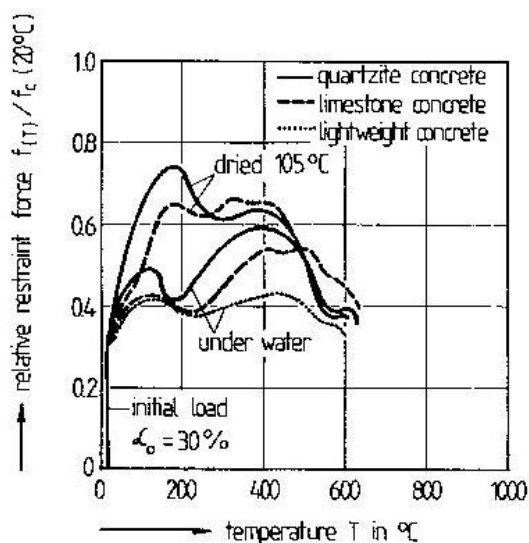


Figure 59 : simulations de l'évolution de la contrainte axiale d'un béton uniformément chauffé en fonction de la contrainte initiale σ_0 . La courbe continue noire correspond à un calcul sans prise en compte de la DTT. Les courbes discontinues bleues et rouges correspondent à des calculs avec prise en compte de la DTT selon différents modèles (*Tenchev and Purnell 2005*).



Le phénomène de relaxation des contraintes s'observe également lors d'essai de chauffage transitoire sur éprouvettes à déformation empêchée. La Figure 60 présente un exemple d'essai de ce type (*Schneider 1988*). Pour un matériau à expansion thermique continue, la contrainte appliquée à l'éprouvette sous l'effet du chauffage devrait continuellement augmenter. Concernant le béton, et grâce à l'effet de la DTT, la contrainte dans l'éprouvette cesse de croître, allant même parfois jusqu'à diminuer.

Figure 60 : exemple d'essai de chauffage sur éprouvette de béton à déformation empêchée en fonction de la nature du granulat et des conditions hydriques de l'éprouvette (*Schneider 1988*).

De nombreuses études ont été menées ces dernières années afin de déterminer les mécanismes pouvant contribuer à l'apparition de la DTT. Deux mécanismes sont généralement proposés par les auteurs :

➤ Processus thermo-mécanique

Sous l'effet d'un chauffage, l'endommagement apparaît dans le béton sous différentes formes et à différentes échelles : du micro (fissuration de la matrice du fait de la déshydratation des CSH et Portlandite), en passant par le meso (incompatibilité de

déformation pâte / granulat) jusqu'au macro (endommagement thermomécanique dû au gradient thermique). En couplant ces différents endommagements, certains auteurs parviennent à mettre en évidence la DTT en utilisant des modèles macroscopiques homogènes (Nechnech 2000; Bazant, Cusatis et al. 2004) ou des modèles mesoscopiques hétérogènes (Menou, Grondin et al. 2004; Mounajed, Boussa et al. 2005; De Sa 2007; La Borderie, Lawrence et al. 2007) comme l'exemple de la Figure 61. Toutefois, (De Sa 2007) a montré récemment grâce à une modélisation mesoscopique que l'incompatibilité de déformation pâte / granulat n'avait pas d'influence sur l'apparition de la DTT avant la température de 400 °C.

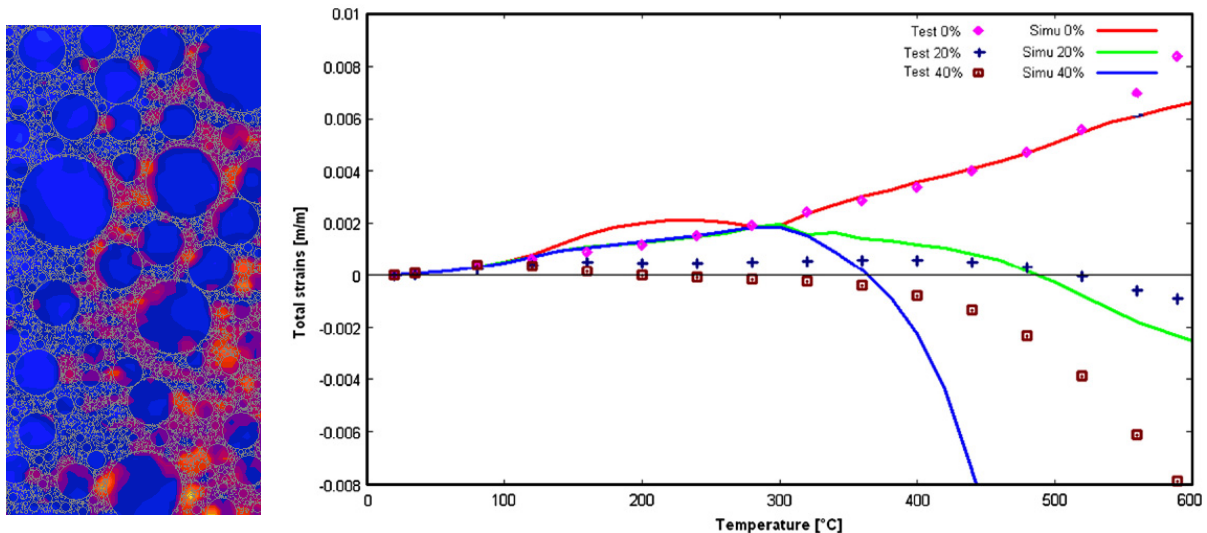


Figure 61 : utilisation d'un modèle mesoscopique hétérogène pour simuler la DTT d'un béton. A gauche, visualisation du champ d'endommagement dans l'éprouvette; à droite comparaison des valeurs expérimentales et des valeurs simulées (Menou 2004).

➤ Processus thermo-hydrrique

A température ambiante et sous application d'une charge constante de compression, le mouvement d'humidité dans le réseau microporeux et macroporeux du béton accélère les déformations de cisaillement des couches de CSH, induisant ainsi une déformation différée supplémentaire (en plus du fluage propre), appelée fluage de dessiccation. Cette composante de déformation différée est également connue sous l'appellation "d'effet Pickett" (Bazant and Kaplan 1996; Acker and Ulm 2001). Il est important de noter que ce fluage particulier peut apparaître aussi bien durant une phase de séchage que durant une phase d'humidification du matériau. Le fluage de dessiccation est influencé par le mouvement d'eau dans le réseau poreux, quelle que soit sa direction. En chauffant le béton, nous avons vu précédemment que de nombreuses transformations physico-chimiques se produisent au sein du matériau, et en particulier la déshydratation des CSH entre 100 °C et 300 °C. Cette déshydratation provoque un mouvement d'eau depuis les couches de CSH (eau initialement liée et fortement adsorbée) jusqu'au réseau poreux. De la même façon que pour le fluage de dessiccation, ce mouvement d'eau supplémentaire, sous application d'une charge constante de compression, accélère le glissement des feuilletts de la microstructure solide (Bazant and Kaplan 1996). Ceci provoque une déformation différée qui vient s'ajouter à haute température, appelée fluage de déshydratation par (Sabeur, Meftah et al. 2007; Sabeur and Meftah 2008). Selon ces auteurs, l'effet combiné du fluage de dessiccation et du fluage de déshydratation est à la base de l'apparition de la DTT. (Sabeur 2006) propose par exemple l'expression de l'Eq. 14 (pour un cadre multiaxial) ; un de ses résultats est présenté sur la Figure 62.

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{tc}}} = \frac{1}{f_c} \left(\left(\alpha_{dc} \left| \dot{h}_r \right| \right) + \left(\alpha_{hc} (m_{hyd}) H(T - \hat{T}) \dot{m}_{hyd} \right) \right) \underline{\underline{Q}} : \underline{\underline{\sigma}} \quad \text{Eq. 14}$$

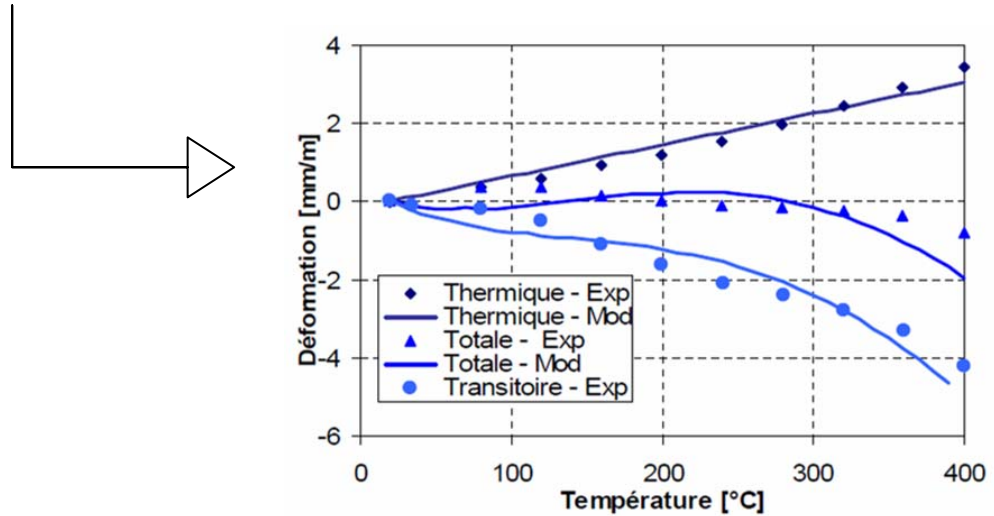


Figure 62 : utilisation d'un modèle homogène multiphasique pour simuler la DTT d'un béton. Comparaison des valeurs expérimentales et des valeurs simulées (Sabeur 2006).

Avec $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{tc}}}$ le tenseur de taux de déformation thermique transitoire,

f_c la résistance en compression du béton,

α_{dc} et α_{hc} deux paramètres matériau déterminés empiriquement,

\dot{h}_r la variation de l'humidité relative,

m_{hyd} la masse d'eau relâchée par la déshydratation,

\dot{m}_{hyd} le taux de déshydratation,

H la fonction de Heaviside $H(T - \hat{T}) = 0$ si $T < \hat{T}$ et $= 1$ si $T \geq \hat{T}$ avec \hat{T} fixé conventionnellement à 105 °C,

$\underline{\underline{Q}}$ un tenseur d'ordre 4 dépendant d'un coefficient de Poisson de DTT,

et $\underline{\underline{\sigma}}$ le tenseur des contraintes appliquées.

Le premier terme de l'équation représente la contribution du fluage de dessiccation dans l'apparition de la DTT. Celle-ci dépend uniquement des variations d'humidité (effet Pickett). Le second terme représente la contribution du fluage de déshydratation sur la DTT. Celle-ci dépend uniquement de l'état de déshydratation des CSH, dont l'auteur donne pour origine la température de 105 °C.

➤ Influence de certains paramètres sur la DTT et couplage des processus

Différentes études expérimentales ont permis de mettre en évidence l'influence de certains paramètres sur l'apparition et l'évolution de la DTT, parmi lesquels :

- la DTT apparaît sur la pâte de ciment durcie seule (sans aucun granulat) pour des températures entre 80 °C et 200 °C, Figure 63 (Hager and Pimienta 2005),

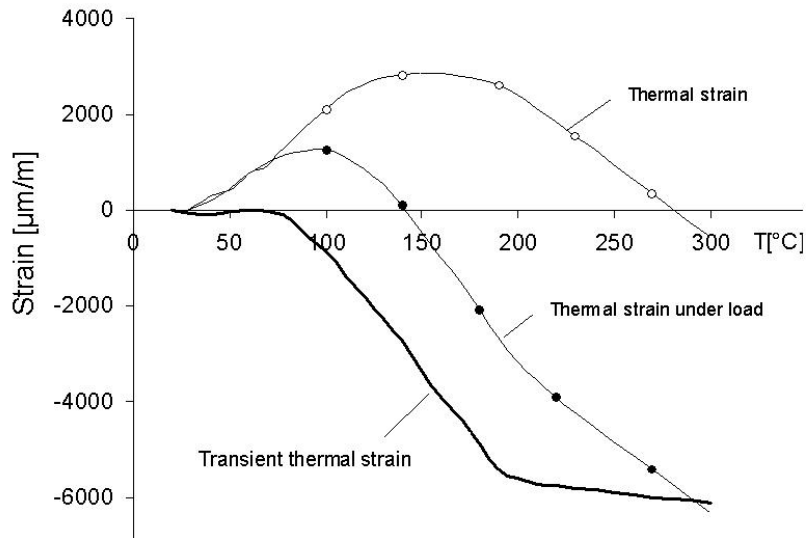


Figure 63 : mise en évidence expérimentale de l'existence de la DTT dans la pâte de ciment durcie seule (chargement à 20 % de la résistance en compression de la pâte) (Hager and Pimienta 2005).

- la DTT n'apparaît pas durant la phase de refroidissement (sous charge mécanique) (Hager and Pimienta 2005; Khoury 2006),
- la DTT n'apparaît pas lors d'un second cycle de chauffage et semble donc être un phénomène irréversible (Hager and Pimienta 2005; Khoury 2006),
- si l'on préchauffe le matériau à une certaine température, la DTT n'apparaît qu'à partir d'une température supérieure à celle du préchauffage (Hager and Pimienta 2005; Mindeguia, Pimienta et al. 2007),
- si le matériau est fortement confiné (chargement triaxial sur éprouvettes prismatique), la DTT n'apparaît pas en dessous de 100 °C (Petkovski and Crouch 2008),
- enfin la nature des granulats (via leur dilatation thermique) influence l'évolution de la DTT à partir de 300 °C selon (Hager and Pimienta 2005) et 400 °C selon (Khoury 2006) (Figure 64).

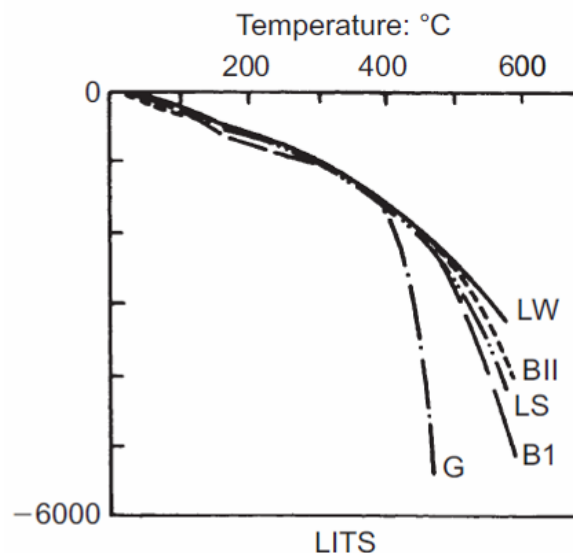


Figure 64 : mise en évidence expérimentale de l'influence de la nature du granulat sur la DTT (LITS - Load Induced Transient Strain - sur le graphique) du béton. G – gravier, BI et BII – basalte, LS – calcaire et LW – béton de granulat léger.

Les cinq premières observations témoignent du caractère thermo-hydrigue de l'apparition de la DTT. Cependant, la dernière observation met clairement en évidence le rôle des hétérogénéités du matériau. Bien évidemment, les deux processus proposés pour expliquer l'apparition de la DTT sont concomitants lors du chauffage du béton. Toutefois, à la lumière des principales observations expérimentales, il semble possible de distinguer deux intervalles de température (Mindeguia, Pimienta et al. 2007) :

- pour $T < 400$ °C : la DTT semble être provoquée par les mouvements d'eau dans le réseau poreux du béton (sous l'effet du séchage et de la déshydratation du matériau). Cette contribution thermo-hydrigue dépend donc principalement des propriétés de transfert du béton (porosité, perméabilité, teneur en eau et fissuration),
- pour $T > 400$ °C : l'évolution de la DTT est fortement influencée par les incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats. Cette contribution thermomécanique dépend principalement de la nature des granulats et en particulier de leur dilatation thermique.

3- ORIGINES PHYSIQUES DES INSTABILITES THERMIQUES

3.1 Processus thermo-hydrigue

3.1.1 Transport de masse et de chaleur dans le béton sous l'effet d'un chauffage

Le processus thermo-hydrigue fait référence à une cinétique particulière prenant place dans un élément de béton lorsque celui-ci est chauffé (Harmathy 1965; Kalifa, Chéné et al. 2001; Lottman 2007) :

① La diffusion de la température dans le matériau chauffe l'eau présente dans le béton. Nous avons vu que l'eau pouvait se rencontrer sous plusieurs formes : eau capillaire, eau adsorbée et eau chimiquement liée. L'élévation de la température provoque également la vaporisation de cette eau (l'eau chimiquement liée étant libérée par déshydratation des CSH), la pression de vapeur d'eau augmente par conséquent dans le matériau. Pour rétablir l'équilibre hydrique, le transport de cette vapeur d'eau s'effectue vers les zones à basse pression (principalement par un mécanisme de gradient de pression de type Darcy) : la vapeur s'évacue vers l'extérieur par la surface chauffée et migre vers l'intérieur de l'élément (Figure 65).

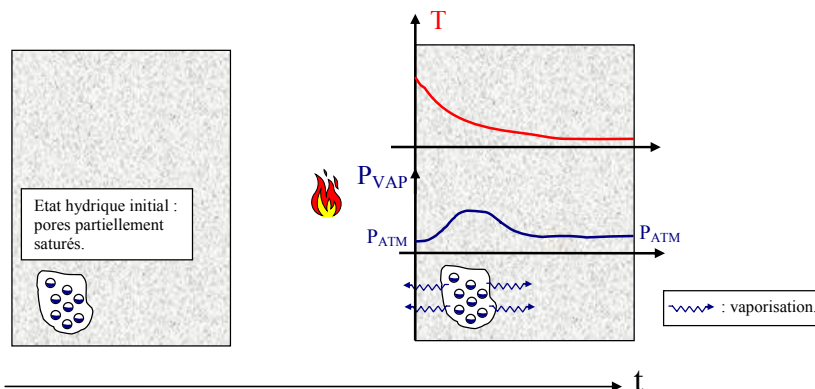


Figure 65 : première phase du processus thermo-hydrigue : vaporisation de l'eau liquide (eau capillaire, adsorbée et provenant de la déshydratation des CSH) puis transport vers les zones à basse pression, illustration reprise de (Mindeguia 2005).

② L'intérieur de l'élément étant plus froid que la surface chauffée (gradient de température), la vapeur d'eau commence à se condenser dès que les conditions thermodynamiques le permettent (pression, volume et température). Un front quasi-saturé d'eau liquide se forme donc progressivement au voisinage de la surface chauffée (on estime sa situation à quelques centimètres de la surface chauffée), constituant ainsi une barrière plus étanche

("moisture clog", (*Harmathy 1965*)) à tout transport ultérieur de vapeur d'eau vers l'intérieur de l'élément (Figure 66).

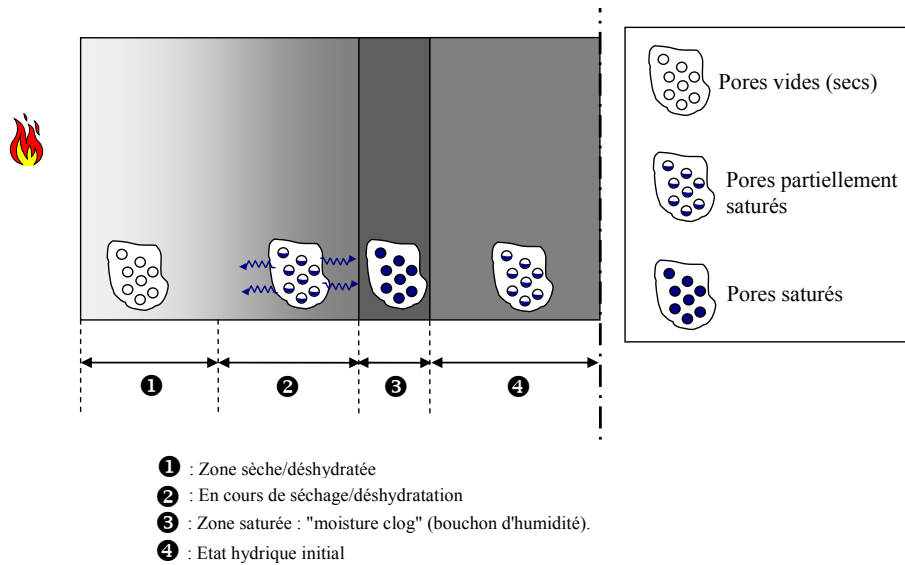


Figure 66 : deuxième phase du processus thermo-hydrigue : condensation de la vapeur dans les zones froides et formation d'une barrière étanche (zone saturée), *illustration reprise de (Mindeguia 2005)*.

③ La vapeur d'eau dans les pores "bute" alors contre ce bouchon relativement imperméable, provoquant ainsi une augmentation des pressions de vapeur d'eau. Dès lors que la barrière se forme, la vapeur d'eau ne peut plus s'évacuer que vers la surface chauffée du matériau. A l'intérieur d'un pore, une fois que le flux des sources responsables de la génération de pression de vapeur (transport d'eau et de vapeur des pores voisins et déshydratation des CSH) est inférieur au flux de vapeur s'évacuant vers la surface chauffée, les pressions de vapeur diminuent (*Lottman 2007*). La Figure 67 présente les mesures expérimentales de pressions de vapeur au sein d'un échantillon de béton chauffé (*Kalifa, Chéné et al. 2001*). Nous pouvons observer la phase de génération de pressions de vapeur d'eau qui est pilotée à l'intérieur des pores par la loi de pression de vapeur saturante $p^{vsat}(T)$. Dans un second temps, nous pouvons observer la phase de diminution des pressions qui est pilotée par l'état de séchage et de déshydratation du matériau.

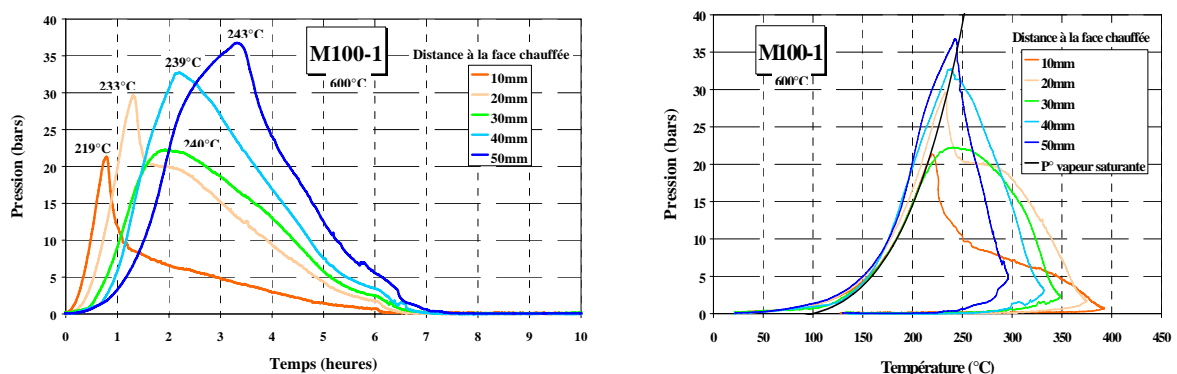


Figure 67 : mesures de pression de vapeur dans une éprouvette de béton à hautes performances selon (*Kalifa, Chéné et al. 2001*). A gauche, évolution de la pression en fonction du temps : première phase d'augmentation de la pression suivie d'une phase de diminution. A droite, évolution des pressions mesurées en fonction de la température : les pressions suivant la courbe de pression de vapeur saturante.

Le mécanisme thermo-hydrigue, responsable de la création de la barrière saturante ("moisture clog") et de la génération de pressions de vapeur d'eau importantes, est fortement influencé par les propriétés de transfert du béton, et en particulier de sa perméabilité. Par ailleurs, la dimension des pores détermine la température de vaporisation de l'eau. A l'analyse de la Figure 68, il apparaît que la température de vaporisation augmente à mesure que la taille des pores diminue (*Thelandersson 1974*). Or, selon la loi de pression de vapeur saturante, plus la température de vaporisation est élevée et plus la pression est importante.

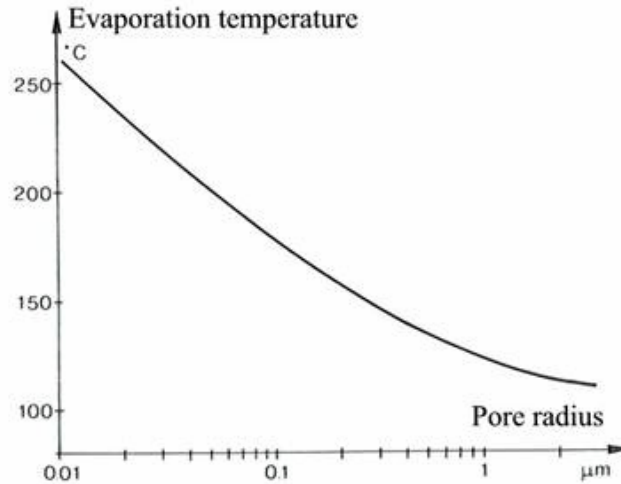


Figure 68 : température de vaporisation de l'eau en fonction de la taille du pore, résultat cité par (*Thelandersson 1974*).

De plus, dans un béton à faible perméabilité, l'évacuation des molécules d'eau est fortement ralentie (selon la loi de Darcy), offrant donc à un pore donné plus de propension à générer de la vapeur, augmentant par conséquent la pression de vapeur en son sein. Autrement dit, le déroulement du processus thermo-hydrigue dépend de la nature du béton (ordinaire ou à hautes performances). L'exemple expérimental de la Figure 69 et l'exemple numérique de la Figure 70 nous permettent de conclure que dans le cas d'un béton à hautes performances :

- les pressions de vapeur sont plus importantes,
- la barrière étanche est plus proche de la surface exposée.

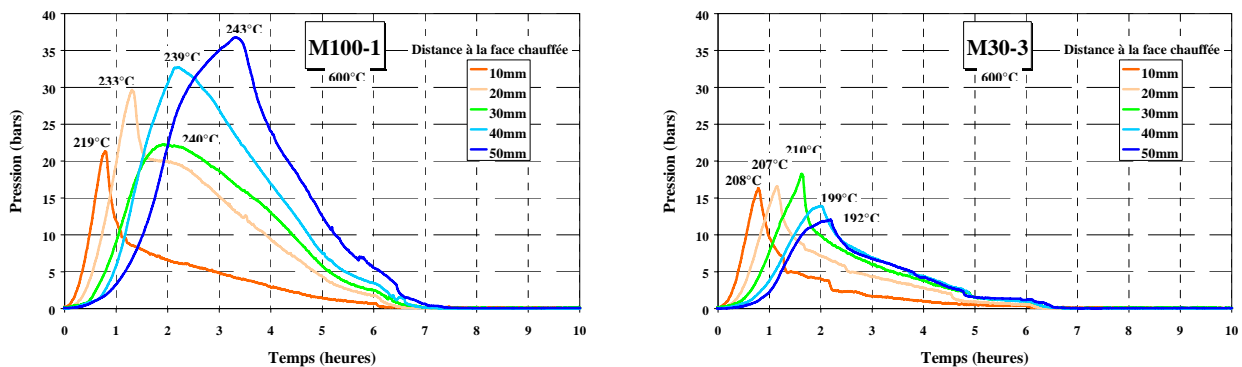


Figure 69 : mesures de pression de vapeur dans une éprouvette de béton chauffée (béton à hautes performances à gauche et béton ordinaire à droite) selon (*Kalifa, Chéné et al. 2001*).

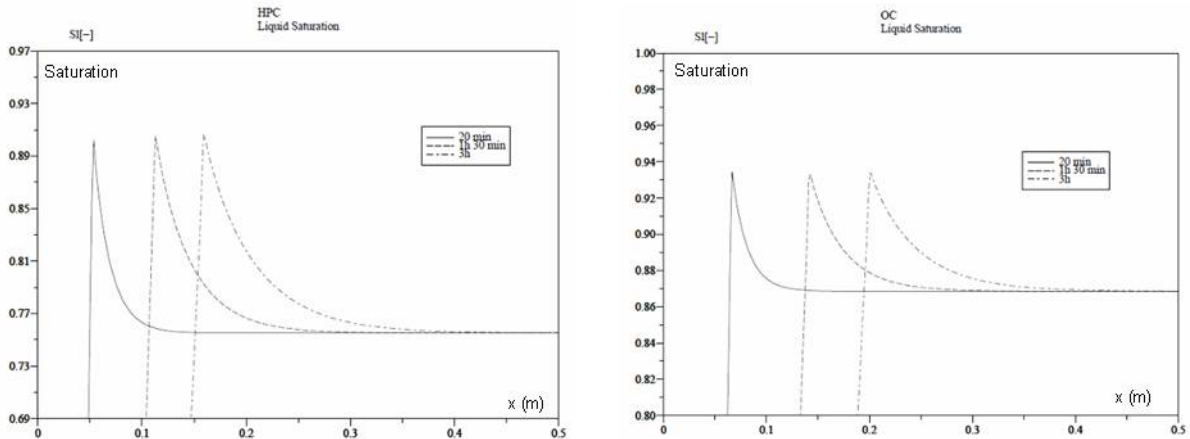


Figure 70 : simulations du profil de teneur en eau dans un béton chauffé à différents temps de calcul (Msaad 2005). Béton à haute performance à gauche et béton ordinaire à droite. Le pic de teneur en eau correspond à la formation de la barrière étanche.

La mise en évidence de la création de la barrière étanche (ou zone saturée en eau liquide) est délicate en raison des difficultés liées à la mesure du champ de teneur en eau du béton sous chauffage transitoire. Quelques techniques expérimentales tentent toutefois d'étudier les mouvements d'eau dans le béton chauffé. Pour le lecteur intéressé, ces techniques sont présentées plus en détail dans (Watanabe 1998).

Par une technique de spectrométrie à rayons gamma (généralement utilisée dans la détermination de la teneur en eau des sols), (Kalifa, Menneteau et al. 1998) ont mis en évidence la formation d'un front de séchage / déshydratation dans une éprouvette de béton chauffée d'un seul côté. Ils ont estimé la vitesse de déplacement de ce front (vers les zones froides du matériau) à 13 mm.h^{-1} . Toutefois, l'existence d'une zone saturée n'a pas été mise clairement en évidence (Figure 71).

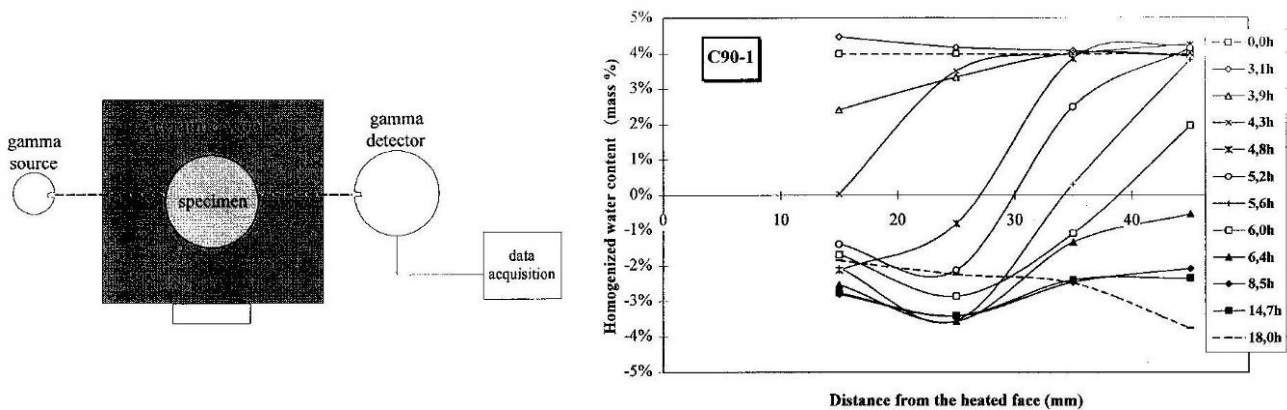


Figure 71 : schéma du dispositif de mesure du champ de teneur en eau d'une éprouvette en béton par spectrométrie à rayons gamma. A droite, profils de teneur en eau mesurée sur une éprouvette de béton à haute performance à différents instants de chauffage (Kalifa, Menneteau et al. 1998). 0 % sur l'axe des ordonnées correspond au béton sans eau libre.

Par une technique de résonance magnétique nucléaire, (Van Der Heijden, Van Bijnen et al. 2007) ont également mis en évidence la pénétration d'un front de séchage / déshydratation au sein d'une éprouvette de béton chauffée d'un seul côté. Ces essais ont permis d'estimer la vitesse de ce front à 12.5 mm.h^{-1} , soit une valeur très proche de celle de (Kalifa, Menneteau et al. 1998). Cependant, leurs résultats ne permettent pas non plus de mettre en évidence la création d'une zone saturée (Figure 72).

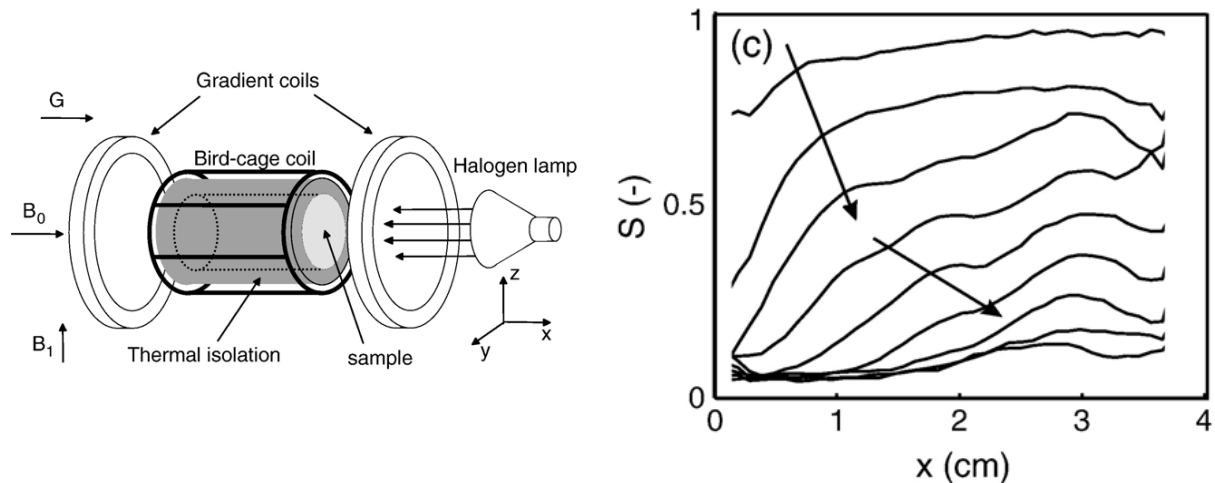


Figure 72 : schéma du dispositif de mesure du champ de teneur en eau d'une éprouvette en béton par résonance magnétique nucléaire. A droite, profils de teneur en eau mesurée sur une éprouvette de béton à différents instants de chauffage (Van Der Heijden, Van Bijnen et al. 2007).

Dans le domaine de la sûreté nucléaire, (Billard, Shekarchi et al. 2004) ont également tenté, par techniques résistives, de mesurer le champ de teneur en eau dans un échantillon de béton massif en condition d'accident (rupture de tuyauterie vapeur du circuit secondaire, perte de réfrigérant primaire) : 160 °C, 0.75 MPa. La technique a permis d'observer à certaines distances de la surface chauffée une augmentation de la teneur en eau avec l'élévation de température sans toutefois mettre clairement en évidence la création de la zone saturée (Figure 73).

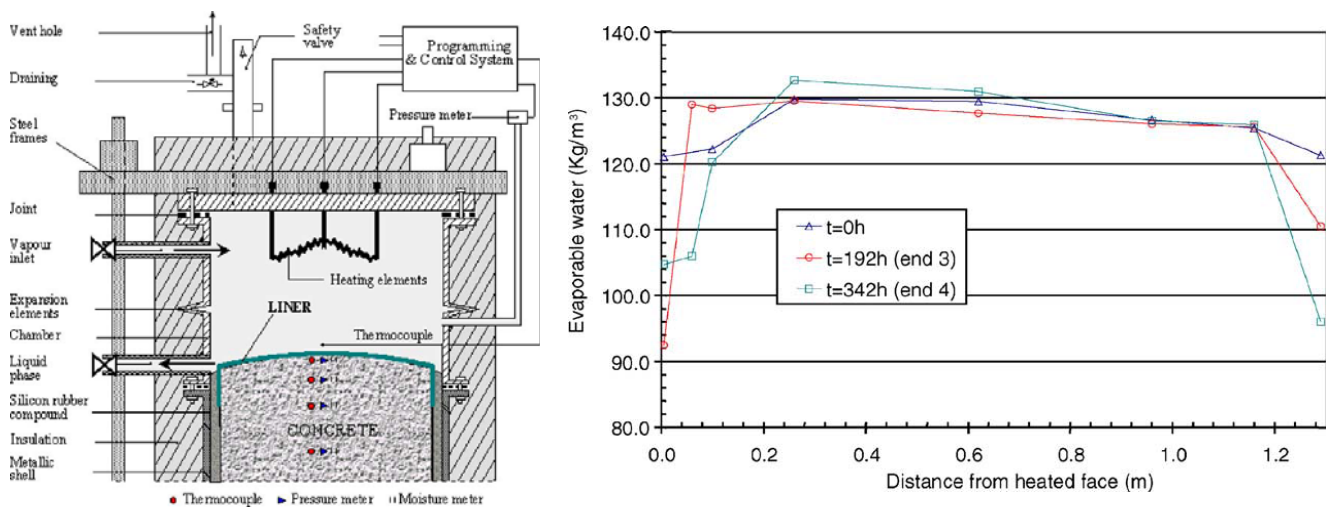


Figure 73 : schéma du dispositif expérimental développé par (Billard, Shekarchi et al. 2004). A droite, profils de teneur en eau mesurée sur une éprouvette de béton à différents instants de chauffage.

3.1.2 Lien possible avec le risque d'instabilité thermique

➤ Instabilité et pression de vapeur

Les pressions importantes dans les pores sont transmises au squelette solide du fait des chocs importants des molécules de vapeur sur sa surface (Zhukov 1976). Cette interaction engendre des contraintes de traction dans le squelette solide. L'approche par un modèle sphérique de pore donne par exemple la relation entre la pression dans un pore et la contrainte de traction qu'elle engendre dans le squelette solide (Figure 74).

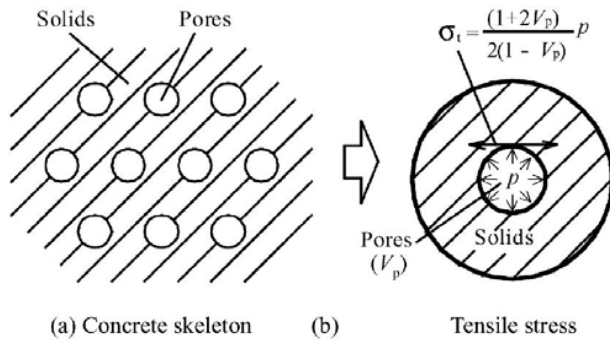


Figure 74 : modèle sphérique d'un pore pour la détermination de la contrainte de traction dans le squelette solide (σ_t , contrainte de traction, V_p porosité du béton et p la pression de vapeur dans le pore), utilisé par (Lottman 2007).

Selon certains auteurs (Harmathy 1965; Thelandersson 1974; Ahmed and Hurst 1997; Anderberg 1997; Phan 2002), les contraintes de traction ainsi engendrées sont responsables du déclenchement de l'instabilité thermique du béton, aux endroits où elles dépassent la résistance en traction du matériau (qui de plus semble diminuer avec l'élévation de la température), comme cela est schématisé sur la Figure 75.

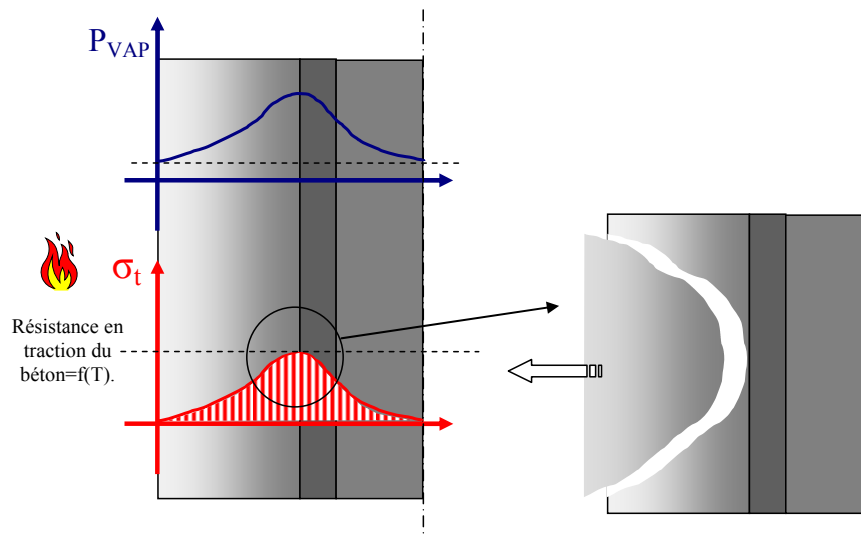


Figure 75 : mécanisme thermo-hydrrique d'instabilité thermique par dépassement de la résistance en traction du béton, illustration reprise de (Mindeguia 2005).

➤ Instabilité et pression d'eau liquide

Partant de l'hypothèse selon laquelle une barrière quasi-étanche se forme à quelques centimètres de la surface chauffée du béton, certains auteurs, et en particulier (Khoylou and England 1996), attribuent le risque d'instabilité thermique à la génération de contraintes de traction dans le squelette solide non pas par l'intermédiaire des pressions de vapeur mais par l'intermédiaire de l'eau liquide. Selon ces auteurs, pour un pore considéré fermé et sans risque de fissuration, l'augmentation de la température augmente le degré de saturation du pore en raison de la forte dilatation volumique de l'eau liquide par rapport au squelette solide. La saturation totale du pore est donc fort probable sous l'effet de la chaleur (les auteurs montrent qu'une saturation initiale de pore de seulement 32% est suffisante pour obtenir une saturation de 100% sous le seul effet du chauffage). La faible compressibilité de l'eau liquide induit alors des contraintes de traction élevées dans le solide, qui peuvent, si elles dépassent la résistance en traction du matériau, provoquer l'instabilité thermique. La Figure 76 présente l'évolution des contraintes générées dans un pore en fonction de la saturation initiale et du type de béton. Nous constatons que dans le cas d'un béton à hautes performances, les contraintes générées sont très élevées en raison de la faible porosité d'un tel matériau.

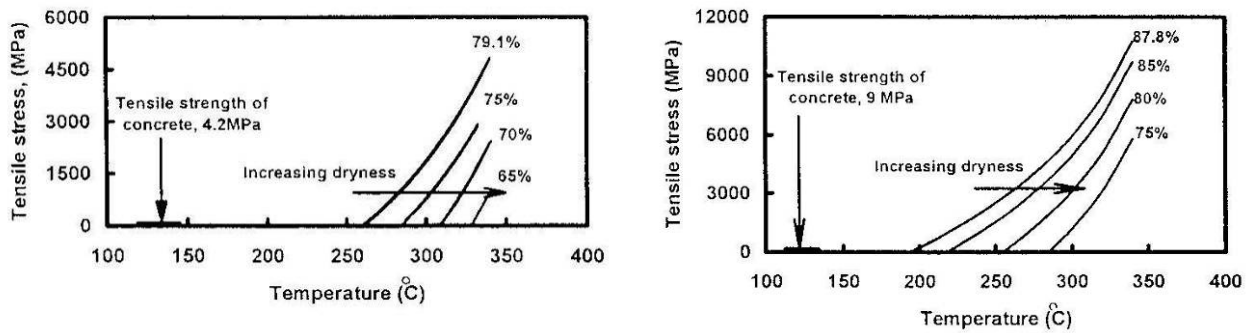


Figure 76 : estimation numérique des pressions dans un pore sous l'effet de l'expansion de l'eau liquide selon (Khoylou and England 1996). A gauche dans le cas d'un béton ordinaire, à droite dans le cas d'un béton à hautes performances. Les courbes de pression sont calculées pour différents niveaux de saturation initiale.

3.1.3 Hypothèses de fonctionnement des fibres de polypropylène

Comme nous l'avons vu au § 1.3.1 (partie 1), l'ajout de fibres de polypropylène au béton lui confère un bon comportement vis-à-vis des risques d'instabilité thermique. La plupart des auteurs attribuent cet effet bénéfique à un processus thermo-hydrique.

Effectivement, les fibres de polypropylène utilisées fondent durant le chauffage à une température d'environ 170 °C (Noumowe 2005; Khoury and Willoughby 2008), soit une température inférieure à celles généralement rencontrées au moment de l'éclatement. Des expériences ont montré (Kalifa, Chéné et al. 2001) que les fibres ainsi fondues étaient absorbées par la pâte de ciment durcie (Figure 77). Un vide est par conséquent créé à l'endroit initial de la fibre, offrant un volume supplémentaire à la vapeur d'eau pour circuler. D'après (Khoury 2008), la fibre n'a pas besoin d'être entièrement fondue pour procurer un nouveau chemin aux gaz du fait de la mauvaise adhésion entre la fibre et la matrice cimentaire (Figure 78).

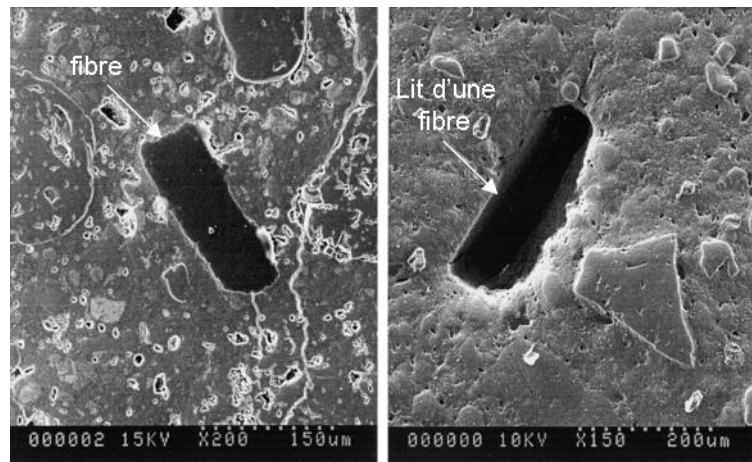


Figure 77 : observation au MEB d'une fibre de polypropylène dans un échantillon de béton à 20 °C (cliché de gauche) puis après chauffage à 200 °C (cliché de droite). La fibre n'apparaît plus après le cycle de chauffage (Kalifa, Chéné et al. 2001).

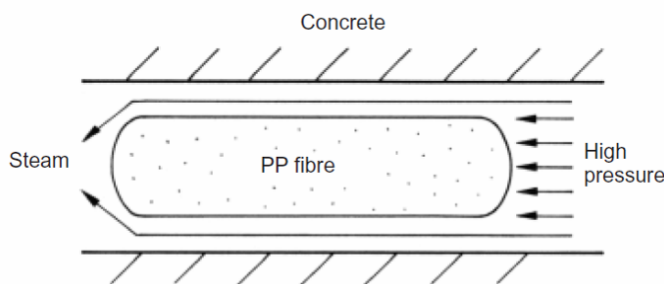


Figure 78 : représentation simplifiée du passage de la pression de vapeur autour d'une fibre de polypropylène du fait de sa faible adhésion avec le squelette solide (Khoury 2008).

La fonte des fibres s'accompagne également de fissures (observations au MEB, Figure 79). Ceci peut s'expliquer par le fait que les fibres se dilatent de 10% en fondant, ce qui peut générer des contraintes et par la suite une formation de fissures (Kalifa, Chéné et al. 2001).

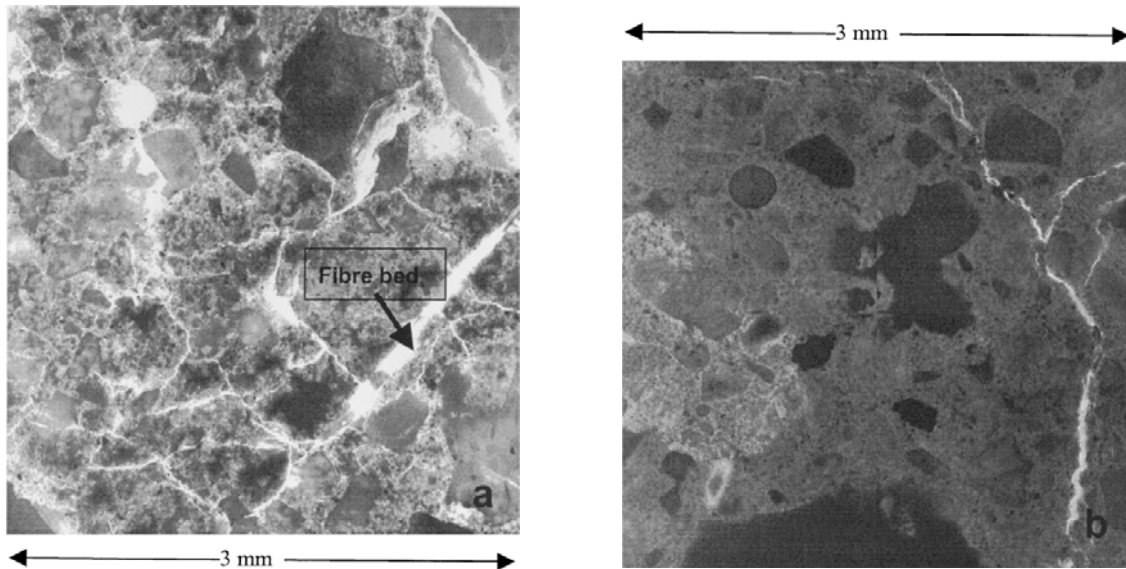


Figure 79 : observation en épifluorescence d'un béton fibré (à gauche) et non fibré (à droite) après chauffage à 400 °C selon (Kalifa, Chéné et al. 2001). Les zones les plus claires correspondent aux fissures.

Une application de la théorie de la percolation (Bentz 2000) montre également que l'association des vides créés par la fusion des fibres, de la fissuration engendrée et de la porosité élevée des zones d'interface pâte-granulats constitue un réseau connecté. Cet effet couplé entraîne l'apparition d'une nouvelle famille de pores dans le béton (Figure 80) et une hausse notable de la perméabilité du matériau (Figure 81) (Kalifa, Chéné et al. 2001; Zeiml, Leithner et al. 2006; Liu, Ye et al. 2008).

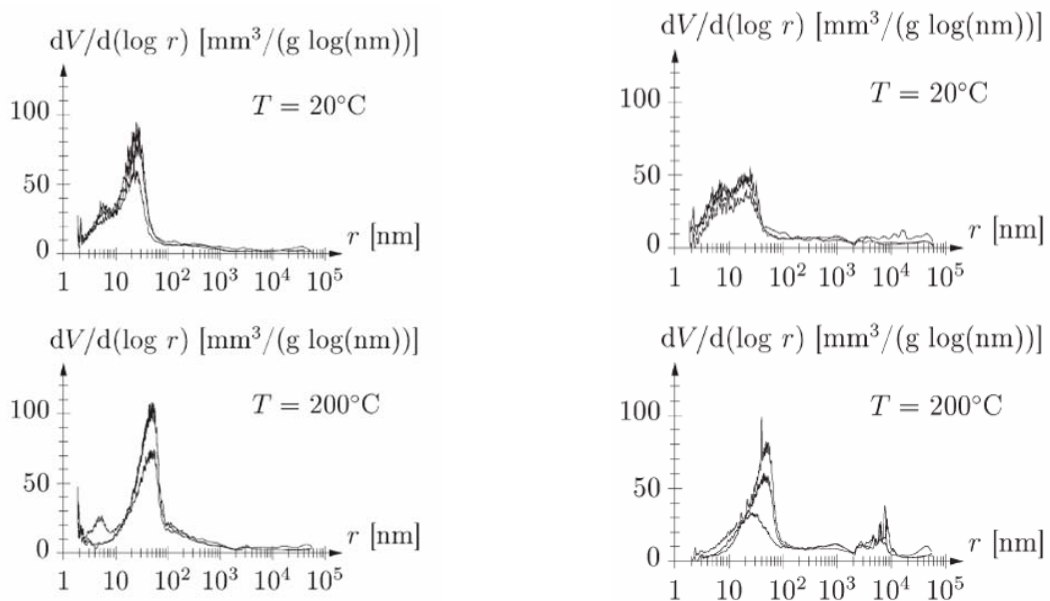


Figure 80 : courbes de distribution porosimétrique d'un béton déterminées par technique d'intrusion au mercure à 20 °C et après chauffage à 200 °C (Zeiml, Leithner et al. 2006). A gauche, courbes obtenues sur un béton non fibré. A droite, courbes obtenues sur un béton contenant des fibres de polypropylène où l'on peut apercevoir l'apparition d'une nouvelle famille de pores d'un diamètre de l'ordre d'une dizaine de microns.

Le transport de la vapeur (et de l'eau liquide) est donc facilité et accéléré; les pressions diminuent à l'intérieur du matériau, pouvant ramener la pression générée dans un béton à hautes performances à celle mesurée dans un béton ordinaire, comme nous pouvons l'observer sur l'exemple expérimental de la Figure 81 (Kalifa, Chéné et al. 2001). La hausse de la perméabilité (et par conséquent la baisse des pressions) est d'autant plus importante que le dosage en fibres est élevé (Figure 81). Cependant, un dosage trop élevé de fibres peut altérer la rhéologie du béton frais.

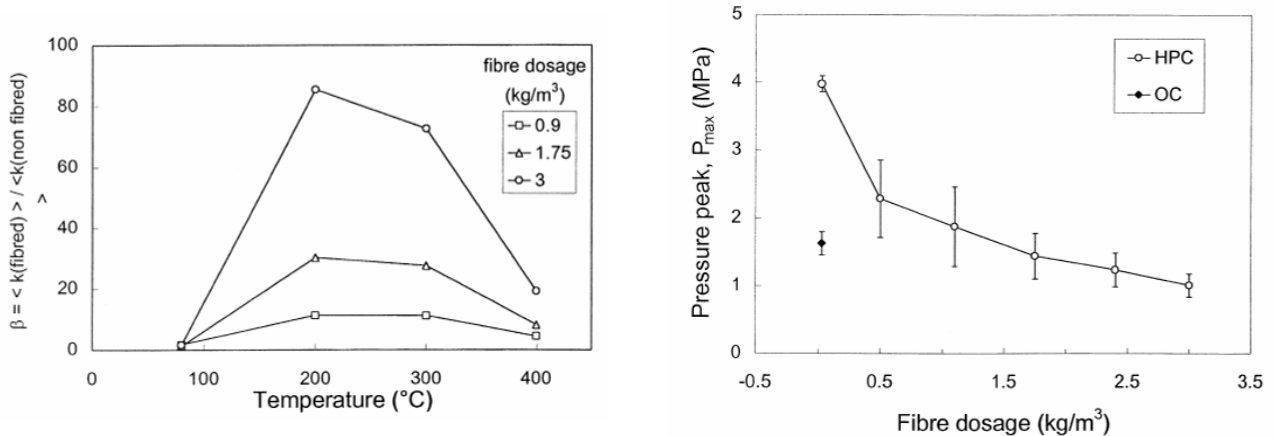


Figure 81 : à gauche, évolution de la perméabilité intrinsèque de bétons fibrés normalisée par celle d'un béton non fibré en fonction de la température et du dosage en fibres de polypropylène. A droite, influence du dosage en fibres de polypropylène sur la génération des pressions de vapeur, valeurs mesurées par (Kalifa, Chéné et al. 2001).

Le fait que les fibres réduisent les pressions de vapeur au sein du béton chauffé peut expliquer, selon le processus thermo-hydrrique, leur rôle bénéfique vis-à-vis du risque d'instabilité thermique du matériau. En associant les pressions de vapeur à l'endommagement total engendré dans un élément de structure en béton chauffé, (Witek, Gawin et al. 2006) ont par exemple montré que la présence de fibres retardait l'endommagement du matériau dans la plage de température généralement associée au risque d'instabilité thermique (Figure 82).

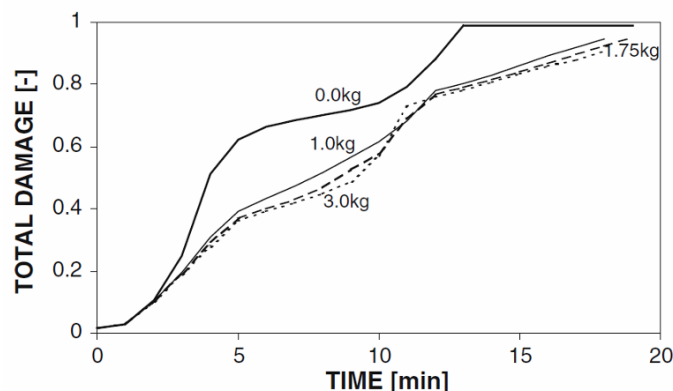


Figure 82 : estimation numérique de l'endommagement total d'un élément en béton soumis à un feu de tunnel (10 MW) en fonction de son dosage en fibres de polypropylène (Witek, Gawin et al. 2006).

3.2 Processus thermomécanique

3.2.1 Gradient thermique

Lorsqu'un élément en béton est soumis à une élévation de température sur sa périphérie ou sur l'une de ses faces, il se produit un gradient de température dans son épaisseur. La diffusion de la chaleur induit, en régime transitoire, une surface (face exposée) plus chaude

que le centre de l'élément (cas d'un poteau chauffé sur toute sa surface latérale) ou de la face non exposée (cas d'un voile ou d'une dalle chauffé d'un seul côté). Dans la pratique, les simulations thermiques passent par la résolution de l'équation de la chaleur (loi de Fourier, voir Eq. 9) à l'aide de techniques numériques (éléments finis, différences finies). On trouve cependant dans la littérature des solutions analytiques à des cas simples. Par exemple, le champ de température dans un cylindre de longueur infinie (approximation d'un poteau cylindrique) peut être estimé par l'expression analytique de l'Eq. 15 (Noumowé 1995) dans le cas où le régime est stationnaire (une fois passée la phase transitoire d'échauffement du matériau) :

$$T(r,t) = R \times \left(t - \frac{a^2 - r^2}{4 \times D} \right) \quad \text{Eq. 15}$$

Avec r l'abscisse radiale du point de calcul en (m) à partir du centre du cylindre, t le temps en (s), R la vitesse de chauffage constante en ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{s}^{-1}$), a le rayon du cylindre en (m) et D la diffusivité thermique du matériau en ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) telle que définie au § 2.6 (partie 1).

Dans le cas d'un élément en béton soumis à un incendie, nous sommes en présence à la fois d'un matériau à faible diffusivité thermique (de l'ordre de $1 \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) et d'une vitesse de chauffage élevée ($140 \text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{min}^{-1}$ à la première minute d'un feu ISO par exemple). Le gradient thermique est par conséquent très élevé dans les premiers centimètres chauffés du béton. Pour le cas d'un poteau en béton cylindrique de 30 cm de diamètre, nous pouvons estimer selon l'Eq. 15 l'écart de température entre la surface chauffée et un point situé à 1 cm de la surface chauffée à $116 \text{ }^{\circ}\text{C}$ sous l'effet d'un chauffage de $10 \text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{min}^{-1}$. *Nb : le même calcul avec un poteau métallique (Dacier $\approx 10 \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) de même dimension conduirait à un écart de température de l'ordre de $11.6 \text{ }^{\circ}\text{C}$ seulement.*

3.2.2 Contraintes thermomécaniques

Dans la section droite d'une poutre (ou d'une plaque) et sous l'effet d'un chauffage transitoire, la loi de distribution de la température à un instant donné peut se décomposer suivant l'Eq. 16, illustrée sur la Figure 83 (Laroze 2005) :

$$T(x) = \Delta T_{avg} + \Delta T_b(x) + \Delta T_e(x) \quad \text{Eq. 16}$$

ΔT_{avg} peut s'apparenter à une température moyenne, qui engendre des allongements unitaires sur toute la section (translation unitaire de la section droite). $\Delta T_b(x)$ représente le gradient thermique dans la section en régime stationnaire, qui engendre des rotations relatives des sections droites. $\Delta T_e(x)$ est défini comme étant la distribution de température qui permet d'engendrer les "autocontraintes" (Laroze 2005; Lottman, Koenders et al. 2007). Ces dernières ont pour but de maintenir la planéité des sections droites, compromise par les allongements unitaires provoqués par le régime transitoire du chauffage. $\Delta T_e(x)$ est calculé de façon à ce que les éléments de réduction (effort normal et moment fléchissant) associés aux autocontraintes (ou contraintes thermomécaniques) soient nuls (Figure 83).

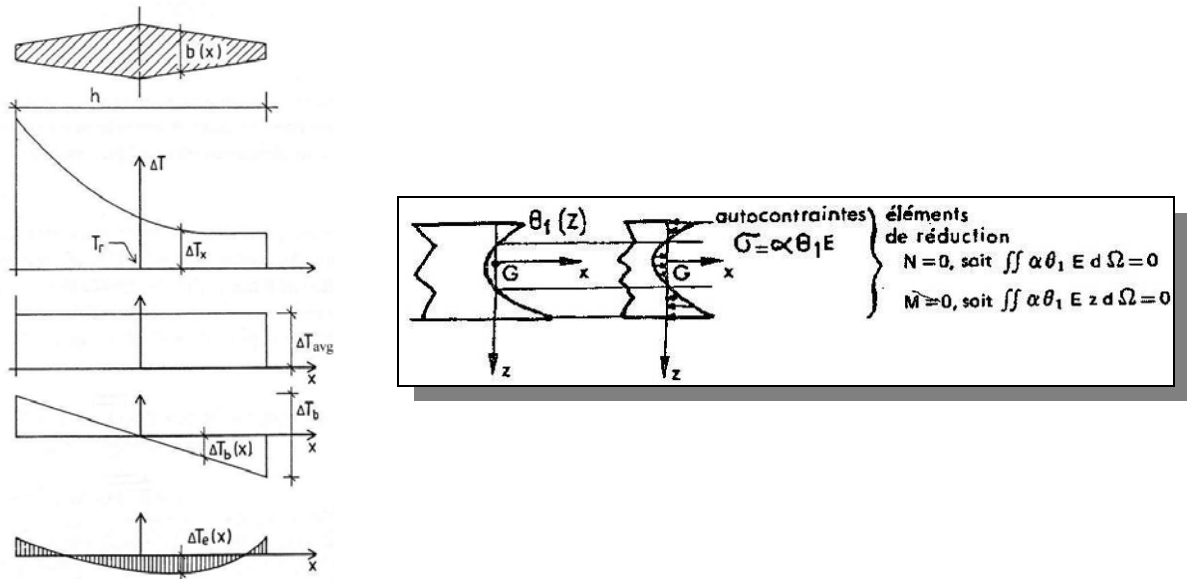


Figure 83 : décomposition de la distribution de température dans une section droite lors d'un chauffage transitoire (Lottman, Koenders et al. 2007). La composante $\Delta T_e(x)$ engendre les contraintes thermomécaniques (ou autocontraintes).

Les autocontraintes traduisent le fait que les zones les plus froides du matériau "bloquent" la dilatation importante des zones les plus chaudes. Cela se traduit par l'apparition de contraintes de compression en partie chauffée de l'élément. Généralement, le profil de contrainte créé par le chauffage dépend de la géométrie de l'élément et du profil de la sollicitation thermique (chauffage sur une seule ou plusieurs faces de l'élément). Deux exemples sont données à la Figure 84, où nous pouvons constater que quels que soient la géométrie de l'élément et le profil de chauffage, des contraintes de compression apparaissent en partie chauffée (Khoury 1992; Lottman, Koenders et al. 2007). Par ailleurs, pour les deux cas de la Figure 84, des contraintes de traction apparaissent au centre de l'élément.

De plus, les contraintes engendrées sont plus importantes si l'on empêche la dilatation du matériau dans la direction perpendiculaire à la sollicitation thermique : un effort normal induit par ΔT_{avg} et un moment fléchissant induit par $\Delta T_b(x)$ peuvent s'ajouter. Ceci est particulièrement le cas pour les structures encastées à leurs extrémités ou dont un degré de liberté aux appuis a été bloqué (déplacement ou rotation).

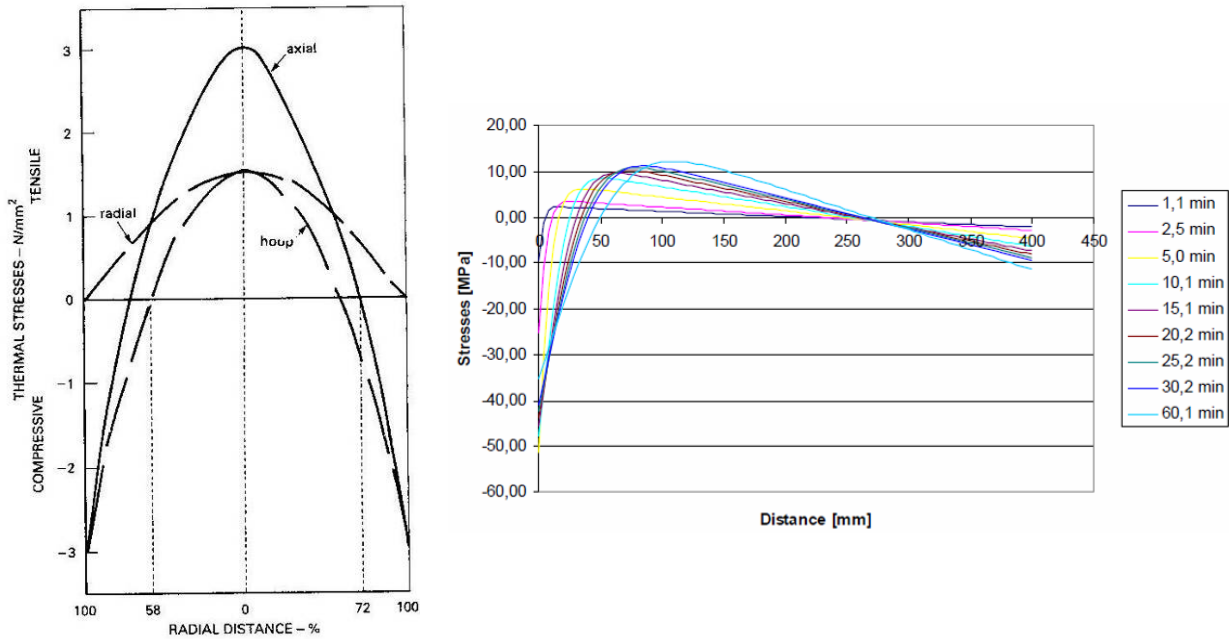


Figure 84 : représentation numérique du profil de contraintes thermomécaniques longitudinales dans le cas d'un poteau cylindrique à gauche (Khoury 1992) et d'une poutre (Lottman, Koenders et al. 2007).

3.2.3 Lien possible avec le risque d'instabilité thermique

Les contraintes de compression créées à proximité de la surface chauffée peuvent prendre des valeurs extrêmement élevées (d'autant plus que les gradients de température sont élevés) et dépasser la résistance en compression du béton (Figure 85). L'éclatement en surface pourrait alors s'expliquer par une rupture par dépassement de la contrainte limite du béton en compression (Bazant 1997; Arita, Harada et al. 2002; Msaad and Bonnet 2006).

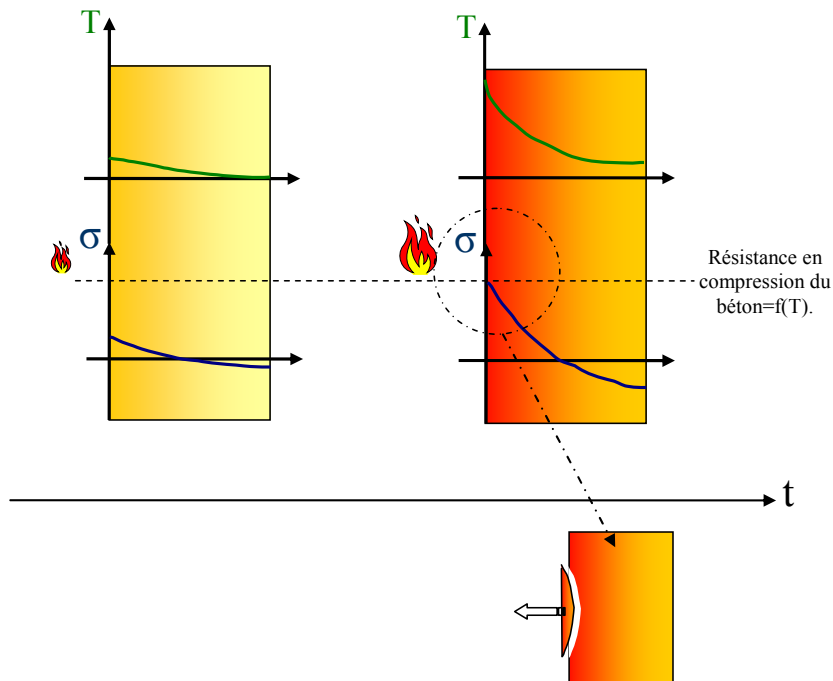


Figure 85 : mécanisme thermomécanique d'instabilité thermique par dépassement de la résistance en compression du béton, illustration reprise de (Mindeguia 2005).

(Ulm, Acker et al. 1999; Ulm, Coussy et al. 1999) soulignent le fait que les contraintes de compression qui s'appliquent en partie chauffée se développent dans les deux directions perpendiculaires au flux de chaleur : on est donc en présence d'un état de compression bi-axiale du matériau (Figure 86). En prenant en compte la diminution de la rigidité du matériau et de sa résistance en compression, les mêmes auteurs montrent qu'un pic de compression se forme (pour les deux directions perpendiculaires au flux de chaleur) à quelques millimètres de la surface chauffée. Ce pic est considéré par les auteurs comme un front de décohésion, c'est-à-dire une zone de rupture locale par dépassement de la résistance en compression (Figure 87). Ce front de décohésion se déplace dans la direction du flux de chaleur, pouvant expliquer ainsi le mécanisme d'écaillage progressif de la surface.

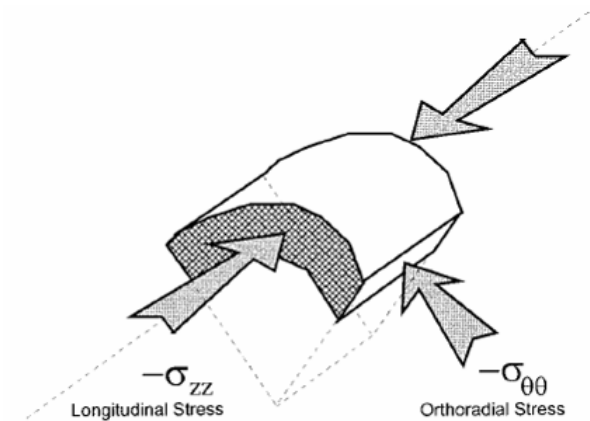


Figure 86 : état de compression bi-axiale d'un voussoir de tunnel lors d'un incendie (Ulm, Acker et al. 1999).

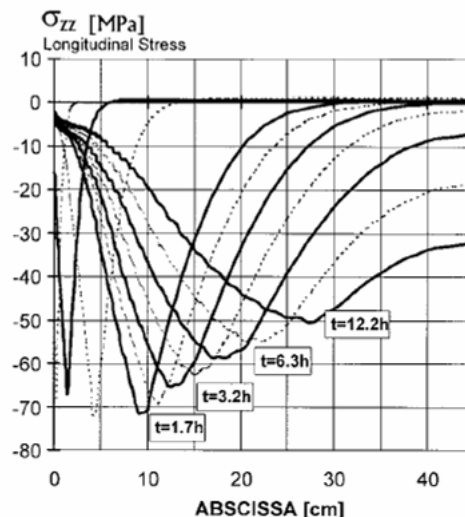
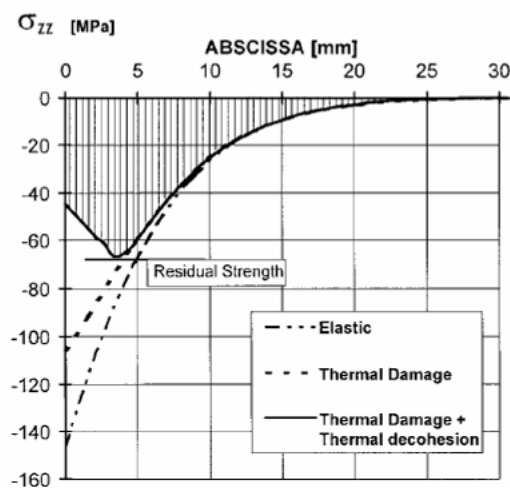


Figure 87 : à gauche, profil des contraintes de compression dans un voussoir de tunnel soumis au feu, dans l'une des deux dimensions perpendiculaires au flux de chaleur suivant la prise en compte ou pas de l'endommagement thermique du matériau. A droite, avancée du front de décohésion avec la durée du chauffage (Ulm, Acker et al. 1999).

Selon (Bazant 1997), l'instabilité thermique du béton est une rupture fragile du matériau sous forme de libération brusque d'énergie potentielle élastique ("stockée" par le matériau sous l'effet des contraintes de compression en surface chauffée). Selon le même auteur et selon (Arita, Harada et al. 2002), l'instabilité thermique du béton peut également s'apparenter à un mécanisme de flambement sous contraintes de compression bi-axiales de la zone chauffée. *Nb : ce dernier phénomène est bien connu des mécaniciens sous l'appellation de "flambement thermique", qui peut apparaître dans certaines structures hyperstatiques sous l'effet d'une variation de température (et sans chargement mécanique). (Laroze 2005) montre par exemple qu'une élévation de température de seulement 7.8 °C peut suffire à provoquer le flambement d'un tuyau en cuivre bi-encasté (20 mm de diamètre intérieur et 30 mm de diamètre extérieur).*

3.3 Limites des deux théories et approches couplées

3.3.1 Limites de l'approche thermo-hydrrique

Le Tableau 6 dresse une liste non exhaustive de différents travaux numériques et / ou expérimentaux dont le but est de déterminer la pression de vapeur d'eau qui est générée dans un élément en béton lors d'un chauffage. A partir de la porosité du béton étudié (que nous estimons si elle n'est pas mesurée), nous pouvons estimer, selon l'équation de la Figure 74, la contrainte de traction s'appliquant au squelette solide.

De l'analyse du tableau, il ressort que les pressions de vapeur mesurées sont relativement faibles, surtout dans les essais où l'instabilité thermique des bétons a été observée. De plus, l'utilisation de l'équation de la Figure 74, qui permet d'évaluer la contrainte de traction dans le squelette solide, minore l'effet des pressions de vapeur dans les pores.

La valeur moyenne de la contrainte de traction appliquée au squelette solide (à partir des valeurs de pression expérimentales et numériques) est inférieure à 1 MPa. D'un autre côté et selon les résultats expérimentaux présentés au § 2.7.2 (partie 1), la résistance en traction du béton chute d'environ 20% entre 20 °C et 300 °C (*Thelandersson 1972; Gambarova 2003*), gamme de température où l'on peut estimer l'instabilité thermique du béton (*Khoury and Anderberg 2000*). La résistance en traction dans cette gamme de température peut donc être estimée à 1.6 MPa pour un béton ordinaire et 3.2 MPa pour un béton à hautes performances. Ces valeurs étant plus élevées que la contrainte de traction induite dans le squelette, le rôle des pressions de vapeur sur l'instabilité thermique du béton n'est pas avéré.

Par ailleurs, nous avons vu que sous l'effet des différentes transformations physico-chimiques et de l'endommagement qu'elles induisent dans le matériau, la perméabilité du béton croît avec la température (*Choinska, Khelidj et al. 2007*). De plus, selon (*Bazant 1997; Gawin, Pesavento et al. 2006*), l'effet structurel lié aux contraintes thermomécaniques engendre un endommagement supplémentaire, qui peut se manifester par l'apparition de fissures parallèles à la surface chauffée à quelques centimètres de profondeur. Sous l'effet du chauffage, les pressions de vapeur ne peuvent donc pas atteindre des valeurs élevées du fait du grand volume de vide créé par la fissuration du matériau (*Schneider and Herbst 1989; Bazant 1997; Gawin, Pesavento et al. 2006*), nuancé par conséquent leur effet potentiel sur l'instabilité thermique. Cet aspect souligne l'importance que revêt le couplage entre les propriétés de transfert du béton et son endommagement lors de la simulation du comportement d'une structure en béton lors d'un incendie.

Enfin, le processus thermo-hydrrique repose sur la théorie de la formation d'une zone saturée à quelques centimètres de la surface chauffée d'un élément en béton. Or, comme nous l'avons vu au § 3.1.1 (partie 1), cette zone n'a toujours pas été mise clairement en évidence par l'expérimentation.

3.3.2 Limites de l'approche thermomécanique

Le processus thermomécanique est également critiquable puisqu'il ne permet pas d'expliquer l'influence de certains paramètres sur le risque d'instabilité thermique des bétons (nous renvoyons le lecteur au Tableau 2) :

- le rôle de la teneur en eau
- le rôle de la compacité
- l'efficacité des fibres de polypropylène

De plus, comme nous l'avons vu au § 2.7.4 (partie 1), l'une des conséquences du phénomène de DTT est de relaxer les contraintes de compression dans un élément de béton chauffé (*Schneider 1988; Tenchev and Purnell 2005*). Les contraintes thermomécaniques

liées au gradient thermique sont donc surestimées si l'on ne prend pas en compte la DTT dans les calculs; leur rôle dans l'apparition de l'instabilité thermique s'en trouve par conséquent modéré.

Auteur(s)	Résistance en compression du béton (MPa)	Type de chauffage	Pression de vapeur max (MPa)		Porosité (mesurée ou estimée) (%)	Contrainte de traction appliquée au solide (MPa)
			Numérique	Expérimental		
(Qian, Wang et al. 2005)	?	ISO	0.214		13	0.15
(Yanko and Consolazio 2004)	85	ASTM E119 (50 °C/min)	0.25	0.3	15	0.19 – 0.23
(Dal Pont and Ehlacher 2004)	100	0.08 °C/min	0.28	0.25	10	0.19 – 0.17
(Witek, Gawin et al. 2006)	60	ISO	0.45		11	0.31
(Zeiml, Lackner et al. 2008)	30	50 °C/min	0.48		14.2	0.36
(Sercombe, Galle et al. 2000)	BHP	1 °C/min	0.64		10	0.43
(Kanema, de Morais et al. 2007)	54	1 °C/min	0.9		11	0.62
(Bennet, Claesson et al. 1976)	?	0.4 °C/min	1		13	0.72
(Schneider and Herbst 1989)	54	0.08 °C/min	1.1	0.76	11	0.75 – 0.52
(Gawin, Pesavento et al. 2003)	30	ISO	1.12		13	0.81
(Lottman, Koenders et al. 2007)	35	196 °C/min	1.58		14	1.18
(Noumowe, Clastres et al. 1996)	61	1 °C/min	2.4		10	1.6
(Ahmed and Hurst 1997)	BHP	ASTM E119 (50°C/min)	3		10	2
(Tenchev and Khalafallah 2000)	90	ISO	3		10	2
(Al Najim 2004)	100	ISO	3.5		10	2.33
(Tenchev, Purkiss et al. 2001)	100	ISO	6		10	4
(Harada and Terai 1997)	?	ISO		0.13	13	0.09
(Jansson 2006)	37	ISO		1.2 (petites dalles)	14	0.89
				0.3 (grandes dalles)		0.22
(Jansson and Bostrom 2007)	60	ISO		0.3	11	0.21
(Thelandersson 1974)	?	8 °C/min		0.7	13	0.51
(Ranc, Sercombe et al. 2003)	66	0.1 °C/min		0.7	10	0.47
(Billard, Shekarchi et al. 2004)	BHP	0.12 °C/min		1	10	0.67
(Ye, De Schutter et al. 2007)	BAP	ISO		1.20	10	0.8
(Kontani and Shah 1995)	57.5	19 °C/min		1.3	11	0.89
(Dal Pont, Colina et al. 2005)	109	1.5 °C/min		1.3	5.1	0.75
(Phan 2002)	75	5 °C/min		2.1	10	1.4
(Consolazio, McVay et al. 1998)	?	160 °C/min		3.1	17.5	2.54
(Kalifa, Chéné et al. 2001)	111	15 °C/min		4	7.5	2.49

Tableau 6 : pressions de vapeur calculées et/ou mesurées par différents auteurs. : instabilité thermique observée ; la pression est celle mesurée au moment de l'instabilité.

3.3.3 Approches couplées

Lors du chauffage d'un béton il semble probable que les deux processus précédemment décrits interviennent simultanément. Dès lors, l'analyse du risque d'instabilité thermique doit s'effectuer en considérant les deux mécanismes. Dans un premier temps, certains auteurs comme (*Zhukov 1976*) ont formulé des critères de rupture du béton basés à la fois sur les contraintes de compression liées au processus thermomécanique et sur les contraintes de traction liées aux pressions de vapeur d'eau. L'auteur donne par exemple le critère présenté en annexe 2, où l'instabilité thermique intervient par dépassement de la résistance en traction du béton. La formulation de critère de ce type pour prédire l'instabilité thermique est assez critiquable puisqu'un manque de confrontation avec l'expérimentation est à déplorer. De plus, ni la fissuration du matériau, ni la DTT ne sont prises en compte dans les calculs, ce qui conduit à surestimer l'état de contrainte dans le matériau.

Plus récemment, et grâce à des modélisations couplées thermo-hydro-mécaniques, certains auteurs proposent d'évaluer l'importance relative de chaque processus sur le risque d'instabilité thermique du béton.

- En proposant 4 critères de déclenchement d'instabilité thermique (un lié aux pressions de vapeur seules, un lié aux contraintes thermomécaniques seules et deux qui lient les deux processus), et en comparant ses calculs avec des résultats expérimentaux, (*Gawin, Pesavento et al. 2006*) montrent que l'instabilité ne peut s'expliquer par un seul des processus. C'est l'action conjuguée des pressions de vapeur et de l'énergie élastique due aux contraintes thermomécaniques qui est responsable de l'instabilité thermique des bétons.
- (*Msaad 2007*) propose de comparer l'effet de chaque processus sur un critère de plasticité, qu'il considère représentatif de l'instabilité thermique. L'auteur introduit en particulier l'indice R, rapport entre la contribution des pressions de vapeur d'eau et celle des contraintes thermomécaniques. La Figure 88 présente la distribution spatiale de l'indice R à différents temps de calcul dans le cas d'un mur chauffé sous feu ISO. Nous pouvons constater que l'indice reste toujours inférieur à 1, ce qui sous-entend que le processus thermomécanique serait plus à même d'expliquer le risque d'instabilité thermique du béton. Toutefois, R peut atteindre des valeurs de l'ordre de 0.4, ce qui signifie que la contribution des pressions de vapeur d'eau peut être non négligeable. Ce résultat traduit l'action combinée des deux processus sur le déclenchement de l'instabilité thermique.

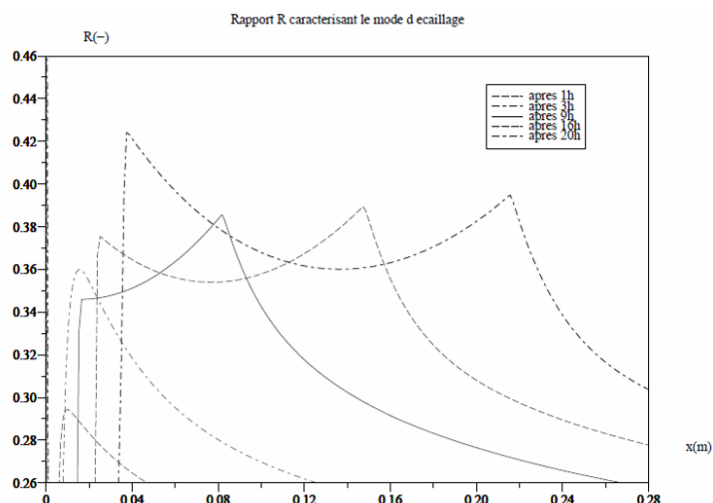


Figure 88 : profil du rapport R, représentatif du mode d'instabilité thermique, dans un mur de béton chauffé pour plusieurs temps de calcul.

- Grâce à l'utilisation d'une caméra à haute vitesse (250 images / seconde), (Zeiml and Lackner 2007) ont mesuré la vitesse des morceaux de béton qui sont éjectés d'une dalle soumise à un feu ISO et HCM, du fait de l'instabilité thermique. Les vitesses déterminées s'échelonnent entre 6 et 12 m.s⁻¹. Dans un second temps, ils ont calculé l'énergie cinétique d'un morceau de béton éjecté comme étant la somme d'une énergie cinétique "thermo-hydrrique" E_{kin}^{th} (travail associé à l'expansion de la vapeur d'eau quand le morceau de béton se détache) et d'une énergie cinétique "thermomécanique" E_{kin}^{tm} (définie comme étant l'énergie de déformation élastique minorée par l'énergie de création de surface consommée durant le détachement du morceau). Leurs calculs montrent que la vitesse des morceaux éjectés par le seul effet thermo-hydrrique (expansion de la vapeur d'eau derrière le morceau détaché) est de l'ordre de 4 à 5 m.s⁻¹. Celle-ci atteint 7 m.s⁻¹ quand les deux processus sont pris en compte. Par ailleurs, le rapport entre E_{kin}^{th} et E_{kin}^{tm} s'échelonne entre 1:1 et 3:1 selon l'épaisseur et la vitesse du morceau éjecté (Figure 89). S'appuyant sur les principaux résultats expérimentaux de mesure de pressions de vapeur dans le béton chauffé, et faisant l'hypothèse que ces pressions ne sont pas assez élevées pour déclencher à elles seules l'instabilité thermique, les auteurs attribuent aux valeurs plus élevées de E_{kin}^{th} un rôle d'accélération du morceau qui se détache. Autrement dit, les conditions de déclenchement de l'instabilité thermique semblent être plus liées au processus thermomécanique, les pressions de vapeur conférant au phénomène son caractère "instable" (explosif).

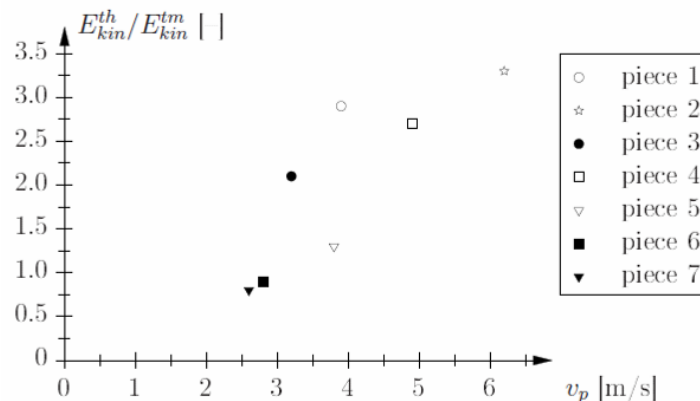


Figure 89 : évolution du rapport entre l'énergie cinétique thermo-hydrrique et l'énergie cinétique thermomécanique en fonction de la vitesse du morceau détaché (Zeiml 2008).

Les nombreux essais au feu (ISO, HC et RWS) réalisés par (Jansson 2008) sur des dalles de différentes dimensions (équipées de capteurs de pressions de vapeur) ont tous conduit à des faibles pressions de vapeur, et en particulier pour les essais où l'instabilité thermique a été observée. La critique du processus thermo-hydrrique qui découle de ces observations a amené l'auteur à faire plusieurs hypothèses quant à l'origine des instabilités thermiques (Jansson and Bostrom 2007):

- les pressions de vapeur ne suffisent pas à déclencher l'instabilité thermique mais elles contribuent tout de même au mouvement de l'eau dans le réseau poreux (selon la loi de Darcy),
- inspiré par la théorie de formation d'une zone saturée (cf. § 3.1.1, partie 1), l'auteur attribue l'instabilité thermique à l'existence d'une zone "critique" située à quelques centimètres de la surface chauffée (Figure 90). Selon l'auteur, les performances mécaniques de cette zone saturée à haute température étant fortement affaiblies par

l'élévation de température, il pourrait s'agir d'un endroit propice au déclenchement de l'instabilité thermique,

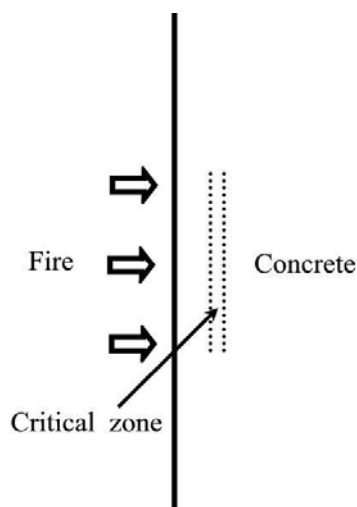


Figure 90 : zone critique, influencée par la présence et le mouvement de l'eau (*Jansson 2008*).

- partant de cette dernière hypothèse, l'auteur suggère que le risque d'instabilité est moins important si l'on évacue l'eau de la zone critique. Il explique ainsi le rôle favorable des fibres de polypropylène puisque leur fusion augmente nettement la perméabilité du béton (*Jansson and Bostrom 2007*). D'autre part, l'accélération du mouvement de l'eau sous l'effet de la fusion des fibres peut avoir pour conséquence d'intensifier le phénomène de DTT (à condition que l'on admette comme origine de la DTT le processus thermo-hydrique, cf. § 2.7.4, partie 1). Ce phénomène étant responsable de la relaxation des contraintes de compression, il peut contribuer à réduire le risque d'instabilité thermique (si l'on se place dans un cadre thermomécanique).

4- CONCLUSIONS DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

De nombreux incendies survenus sur différentes structures du génie civil (tunnels, ponts et bâtiment) ont tous provoqué un état d'endommagement très important du béton. En particulier le béton a montré ses limites en termes de comportement au feu, en présentant un risque d'instabilité thermique, matérialisé par l'éjection violente de matière durant l'exposition au feu.

Du côté des laboratoires, le risque d'instabilité thermique des bétons est un phénomène connu depuis presque un siècle. Dès lors, les principales études expérimentales ont surtout consisté à dégager parmi tous les différents paramètres ceux qui sont les plus à même d'augmenter le risque d'instabilité thermique. En parallèle, les lourds préjudices liés aux instabilités thermiques ont motivé la recherche de solutions technologiques et la rédaction de documents réglementaires ou de recommandations.

Maîtriser le comportement d'une structure en béton lors d'un incendie sous-entend de connaître l'évolution des propriétés du matériau avec l'élévation de la température. Le béton, matériau complexe du fait de son hétérogénéité, de sa microstructure et de son champ de teneur en eau, subit de nombreuses transformations physico-chimiques durant le chauffage. Celle-ci modifient fortement les propriétés macroscopiques du matériau. En particulier, l'élévation de la température endommage fortement le matériau et engendre une augmentation notable de sa porosité et de sa perméabilité. D'un autre côté, les propriétés mécaniques du béton se dégradent fortement avec l'élévation de la température. Enfin,

l'élévation de la température permet d'activer un phénomène particulier au béton : la déformation thermique transitoire. Cette composante de déformation, aux origines physiques encore mal maîtrisées, peut relaxer les contraintes de compression d'un élément de béton chauffé.

A partir des principales données expérimentales sur le comportement du matériau à haute température, et grâce au développement d'outils numériques performants, les différentes théories et modèles tentant d'expliquer le risque d'instabilité thermique ont été construits. Parmi eux, se détachent de la littérature deux processus : un processus thermo-hydrique qui relie les risques d'instabilité thermique à la génération de pressions de vapeur dans le béton et un processus thermomécanique qui relie les risques d'instabilité thermique à la génération de contraintes de compression en surface chauffée. Nous notons que de nos jours la pertinence de ces deux théories n'est toujours pas expérimentalement vérifiée. Par ailleurs, aucun calcul prédictif n'est envisageable concernant les risques d'instabilité thermique d'une structure en béton. Enfin, si l'on connaît quelques solutions technologiques efficaces vis-à-vis de l'instabilité thermique du béton, on ne maîtrise toujours pas leur fonctionnement. Ceci ne permet pas l'optimisation des solutions existantes et limite le développement de nouvelles solutions.

Nous proposons dans la suite du document d'étudier le comportement du béton à haute température en adoptant différentes échelles d'observations : depuis la mesure des principales propriétés du matériau et de leur évolution avec la température jusqu'au comportement de dalles sous feu violent. L'analyse de l'influence de plusieurs paramètres (formulation, état hydrique, sollicitation thermique, géométrie) sur les risques d'instabilité thermique et sur la génération des pressions de vapeur doit nous permettre de discuter des mécanismes possibles d'instabilité thermique.

DEUXIEME PARTIE : ETUDE EXPERIMENTALE

1- MATERIAUX TESTÉS ET PROGRAMME EXPERIMENTAL

A partir des principaux résultats présentés dans l'étude bibliographique, et en particulier des lacunes toujours existantes en ce qui concerne la connaissance des origines physiques des instabilités thermiques, nous justifions dans cette partie du document la construction de notre programme expérimental. Nous rappelons que le principal objectif de la présente étude est de contribuer à l'analyse des mécanismes physiques potentiellement responsables des instabilités thermiques : processus thermomécanique et thermo-hydrigue. Nous avons choisi en particulier d'étudier l'importance relative de chaque processus sous un angle essentiellement expérimental. Dans un premier temps, nous présentons dans ce paragraphe les différentes formulations de béton testées puis nous justifions la construction de notre programme expérimental. Enfin, nous nous intéresserons à l'état hydrigue des différents corps d'épreuve avant essai.

1.1. Formulations des bétons étudiés

1.1.1. Formule de base

Nous avons voulu limiter nos travaux à l'étude de bétons de formulations relativement simples (en terme de composants utilisés) et suffisamment représentatives de celles qui sont courantes sur chantier. Le béton de base de notre étude est donc un béton ordinaire (rapport eau / ciment = 0.54). Il s'agit d'une formule de béton dont le comportement à haute température a déjà fait l'objet d'études parallèles au CSTB. Sa résistance en compression à 28 jours atteignant environ 40 MPa (cf. § 2.1.1, partie 2), ce béton de base prendra le nom de **B40** dans le reste du document. Sa formule est donnée dans le Tableau 7.

B40		
Composant	Dosage (kg) *	Dosage corrigé (kg.m ⁻³)
Ciment CEM II/A-LL 42.5 R PM-CP2	350	347
Gravillon 8/12.5 calcaire	330	327
Gravillon 12.5/20 calcaire	720	714
Sable 0/2	845	838
Eau	188	186
Adjuvant	1 % (par masse de ciment)	1 % (par masse de ciment)
Rapport E/C	0.54	0.54

* dosage théorique, ne prenant pas en compte la masse volumique réelle du béton frais.

Tableau 7 : composition du béton de référence B40.

➤ Ciment

Le ciment utilisé dans cette formule de base (et dans toutes les autres formules de l'étude) provient de l'usine d'Airvault (79), du cimentier Calcia. Ses principales caractéristiques sont présentées dans le Tableau 8.

➤ Granulats

Le choix des granulats d'un béton peut être guidé par les propriétés géologiques de la région du chantier et plus généralement par celles de la carrière la plus proche du chantier et/ou de la centrale à béton. Nous avons donc fait le choix de conserver les granulats qui avaient été utilisés lors de la construction de la tranchée couverte d'Angers (49). Les granulats du B40 proviennent par conséquent de la carrière CTC à Chalonnes sur Loire (49) en ce qui concerne les gravillons et de la sablière de Chazé (49) pour le sable.

Deux classes granulaires de gravillons sont utilisées dans le B40 : 8/12.5 et 12.5/20. Ce sont des gravillons concassés dont la nature pétrographique est calcaire (composés à plus de 99 % de CaCO_3). Certaines de leurs propriétés sont rassemblées dans le Tableau 9.

Désignation	CEM II	A-LL	42,5 R	PM	CP2
	Ciment Portland composé, clinker – 92 %	Calcaire – 6 %	Résistance à la compression - 28 jours : 53.7 MPa - 2 jours : 32.4 MPa	Ciment pour prise à la mer	Teneur en sulfures limitée
Caractéristiques physiques		Composition élémentaire (%)			
Retrait à 28 jours ($\mu\text{m}/\text{m}$)	720	Perte au feu		3.35	
Début de prise (min)	225	SiO ₂		19.50	
Masse volumique (g/cm^3)	3.13	Al ₂ O ₃		3.35	
Chaleur d'hydratation à 41 h (J/g)	315	Fe ₂ O ₃		3.32	
		TiO ₂		0.28	
		MnO		0.08	
		CaO		62.64	
		MgO		1.19	
		SO ₃		2.73	
		K ₂ O		1.60	
		Na ₂ O		0.10	
		P ₂ O ₅		0.52	
		S--		< 0.02	
		Cl-		0.03	

Tableau 8 : désignation, composition et principales caractéristiques du ciment de l'étude.

Gravillons 8/12.5 et 12.5/20	
Masse volumique réelle (kg/m^3)	2750
Coefficient Los Angeles (résistance à la fragmentation)	30
Absorption d'eau (%)	1.2
Réaction alcali-silice	Non réactifs

Tableau 9 : principales caractéristiques des gravillons calcaires 8/12.5 et 12.5/20.

La classe granulaire du sable utilisé est 0/2. Il s'agit d'un sable alluvionnaire roulé et lavé, composé à plus de 97 % de SiO₂. Quelques propriétés de ce sable sont rassemblées dans le Tableau 10.

Sable 0/2	
Masse volumique réelle (kg/m^3)	2580
Module de finesse	2.81
Absorption d'eau (%)	0.58
Réaction alcali-silice	Non réactifs

Tableau 10 : principales caractéristiques du sable de l'étude.

Les courbes granulométriques des deux classes de gravillons et celle du sable sont portées sur la Figure 2.

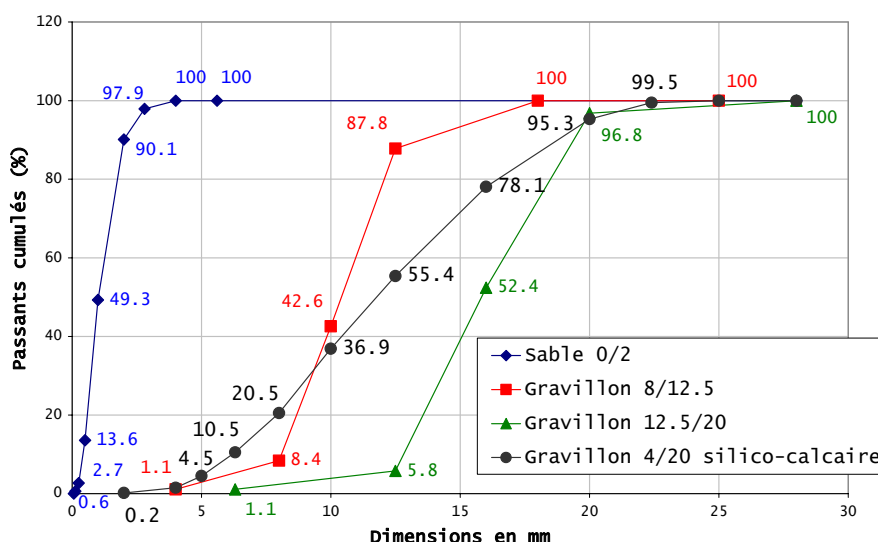


Figure 91 : courbes granulométriques des différents granulats de l'étude.

➤ Adjuvant

Afin de maintenir une maniabilité satisfaisante lors du coulage de nos corps d'épreuve, nous avons utilisé un plastifiant réducteur d'eau. Le produit utilisé est le PRELOM® 300, du fabricant Degussa. Il s'agit d'un adjuvant liquide formulé à partir d'éthers polycarboxyliques modifiés. Sa masse volumique est de 1030 kg/m^3 et sa quantité d'extraits secs est de $14 \pm 1.4 \%$.

1.1.2. Formules déclinées

A partir de la formule de base du B40, et toujours dans l'optique de contribuer à l'étude des mécanismes pouvant être à la base des instabilités thermiques, nous avons testé le comportement à haute température de formules complémentaires de béton. Ces différentes déclinaisons de la formulation de base doivent nous permettre d'étudier l'influence de certains paramètres sur les risques d'instabilité thermique mais aussi de pouvoir induire dans le matériau certains phénomènes particuliers (fissuration complémentaire ou augmentation de la dilatation thermique par exemple).

➤ Influence de la nature pétrographique des granulats

Comme nous l'avons dit précédemment, le choix des granulats repose souvent sur les propriétés géologiques de la région du chantier. Or la France compte beaucoup d'exploitation de granulats siliceux ou silico-calcaires, et l'utilisation de tels granulats dans la confection des bétons est fréquente.

D'autre part, comme nous l'avons vu dans l'étude bibliographique, la quantité élevée de silice dans les granulats peut induire :

- une instabilité thermique propre au granulat lui-même, et en particulier pour les silex (*Meyer Ottens 1972*, cf. § 2.2, partie 1),
- une augmentation de la dilatation thermique du béton (*Hager 2004*, cf. § 2.3, partie 1),
- une augmentation de la conductivité thermique du béton (*Flynn 1999*, cf. § 2.6, partie 1).

Ces aspects nous ont donc motivé à tester un béton contenant des granulats siliceux. A partir de la formulation du B40, nous avons substitué les gravillons purement calcaires par des gravillons silico-calcaires de classe granulaire 4/20. Il s'agit de gravillons alluvionnaires

semi-concassé lavé, provenant de la sablière de la Seine située à Montereau-Fault-Yonne (77). La nature pétrographique et chimique de ces gravillons est reprise dans le Tableau 11. Leur courbe granulométrique est portée sur la Figure 2. Ce béton sera appelé dans la suite du document **B40SC** et sa formulation est reportée dans le Tableau 14.

Nature pétrographique (%)										
Silex	Quartz	Grès	Granitoïde	Calcaire	Roches volcaniques					
49.6	0.3	0.2	6.9	41.1	1.9					
Nature chimique (%)										
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	perte au feu
28.94	1.34	0.52	37.97	0.28	0.04	0.17	0.50	0.03	0.04	30.33

Tableau 11 : nature pétrographique et chimique des granulats silico-calcaires.

Gravillons 4/20 silico-calcaires	
Masse volumique réelle (kg/m ³)	2520
Coefficient Los Angeles (résistance à la fragmentation)	23
Absorption d'eau (%)	1.70
Réaction alcali-silice	Potentiellement réactifs

Tableau 12 : principales caractéristiques des gravillons silico-calcaires 4/20.

Préalablement aux essais sur béton, nous avons chauffé un échantillon de gravillons silico-calcaire par l'intermédiaire d'un panneau radiant (200 °C atteints en 45 minutes à la surface des gravillons). Nous avons observé un caractère instable des silex pour une gamme de température de 110 °C à 165 °C (température en surface des gravillons). L'instabilité se manifeste par un clivage violent (qui s'accompagne d'un bruit sourd et de projection de matière) des gravillons de silex. Comme nous pouvons le voir sur la Figure 92, les silex sont les seuls gravillons à manifester une instabilité dans la gamme de température de l'essai.







Nature pétrographique du gravillon	Etat avant chauffage	Etat après chauffage
Silex		
Autres que silex (essentiellement calcaires)		
		

Figure 92 : illustration du caractère instable des silex sous l'effet d'un chauffage.

➤ Influence de la compacité

Un autre paramètre important dans l'étude des risques d'instabilité thermique est la compacité des bétons. En effet, comme nous l'avons vu au § 1.1.2 (partie 1), une forte compacité augmente le risque d'instabilité thermique du béton. C'est notamment le cas des bétons à hautes performances (BHP), des bétons autoplaçants (BAP) et des bétons fibrés à ultra hautes performances (BEFUP).

L'une des méthodes pour augmenter la compacité d'un béton est de réduire son rapport eau / ciment (E/C) en réduisant l'eau et en augmentant le dosage en ciment, en veillant toutefois à compenser les pertes de maniabilité à l'état frais par l'ajout d'un plastifiant. Afin de conserver les mêmes composants de base que le B40, nous avons fabriqué deux déclinaisons de la formule de base en modifiant uniquement le rapport E/C. Les deux nouvelles valeurs du rapport E/C choisies sont 0.38 et 0.30 (voir détails des formulations sur le Tableau 14). Les mesures de résistance en compression à 28 jours (cf. plus loin au § 2.1.1, partie 2) ont donné 55 MPa pour le rapport E/C de 0.38 et 60 MPa pour le rapport E/C de 0.30, conférant respectivement aux deux formules les appellations de **B55** et de **B60**. Ces deux bétons ayant des caractéristiques très proches, nous avons réalisé peu d'essais sur le B55, privilégiant les essais sur le B60.

➤ Influence du dosage en fibres de polypropylène

Comme nous l'avons vu au § 1.3.1 (partie 1), l'ajout de fibres de polypropylène à la composition des bétons réduit voire annule le risque d'instabilité thermique du matériau (Chéné, Kalifa et al. 2000). Ce bénéfice est couramment expliqué par un processus thermohydrique de relaxation des pressions de vapeur d'eau engendrées lors d'un chauffage (cf. § 3.1.3, partie 1). Nous avons donc voulu confirmer le rôle bénéfique des fibres de polypropylène sur les bétons de notre étude ainsi qu'étudier l'influence qu'elles peuvent avoir sur les différentes propriétés du matériau à haute température. Les fibres utilisées sont des fibres monofilament (fabricant Adfil, Figure 93) dont les principales caractéristiques sont présentées dans le Tableau 13.

Fibres de polypropylène monofilament	
Diamètre (μm)	18
Longueur (mm)	12
Masse volumique (kg/m^3)	910
Température de fusion ($^{\circ}\text{C}$)	170
Température de vaporisation ($^{\circ}\text{C}$)	340

Tableau 13 : principales caractéristiques des fibres de polypropylène monofilament de l'étude.



Figure 93 : fibres de polypropylène de type monofilament.

Différentes études ont tenté de trouver le dosage optimal de fibres de polypropylène (pp) à utiliser afin d'assurer à la fois la protection vis-à-vis des risques d'instabilité thermique et une bonne maniabilité du matériau frais (Kalifa 2001, Bilodeau 2004, Féron 2006, Jansson 2007). Nous avons choisi d'ajouter $2 \text{ kg}/\text{m}^3$ de fibres pp aux compositions B40, B40SC et B60, créant ainsi les compositions **B40F2**, **B40SC F2** et **B60F2**. Nous avons choisi d'étudier l'influence du dosage en fibres pp sur la formule du B60 en fabricant la formule **B60F1**, confectionnée avec l'ajout d' $1 \text{ kg}/\text{m}^3$ de fibres.

1.1.3. Récapitulatif des formulations des bétons testés

Le Tableau 14 présente les formulations des différents bétons de l'étude. Il est à noter que les dosages s'expriment en kg et non en kg/m^3 . Par rapport à la formule de base du B40, seul le dosage en granulats reste constant, les autres quantités de matières sont modifiées. Le dosage exprimé en $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$, corrigé à partir de la mesure de la masse volumique à l'état frais des différents bétons, est donné en annexe 3.

Dosage (kg)	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B55	B60	B60F1	B60F2
Ciment CEM II/A-LL 42.5 R PM-CP2	350	350	350	350	450	550	550	550
Gravillon 8/12.5 calcaire	330	330			330	330	330	330
Gravillon 12.5/20 calcaire	720	720			720	720	720	720
Gravillon 4/20 silico-calcaire			1050	1050				
Sable 0/2	845	845	845	845	845	845	845	845
Eau	188	188	188	188	170	165	165	165
Adjuvant (% par masse de ciment)	1	1.37	1.5	2	1.79	3	2	2
Fibres de polypropylène monofilament		2		2			1	2
Rapport E/C	0.54	0.54	0.54	0.54	0.38	0.30	0.30	0.30

Tableau 14 : récapitulatif des compositions des bétons de l'étude.

1.2. Justification du programme expérimental

Nous avons construit le programme expérimental de cette thèse suivant des contraintes technico-économiques (instrumentation des corps d'épreuve, fréquence des coulages, approvisionnement en matières premières, stockage et cure des corps d'épreuve), de planning (disponibilité des techniciens, de la centrale à béton, des équipements expérimentaux) et bien évidemment de temps (3 ans). Le programme expérimental peut se décomposer en deux parties indépendantes :

➤ Essais "matériau" : nous avons choisi de réaliser une campagne expérimentale de caractérisation des principales propriétés de nos bétons à haute température, parmi lesquelles :

- ❶ les propriétés mécaniques (courbes de contrainte / déformation, résistance à la compression, module d'élasticité longitudinal et transversal, dilatation thermique libre, fluage et dilatation thermique sous charge) sur éprouvettes cylindriques Ø 160 mm x h 320 mm et Ø 104 mm x h 300 mm,
- ❷ la porosité à l'eau sur quarts d'éprouvettes cylindriques Ø 104 mm x h 50 mm,
- ❸ la perméabilité au gaz sur éprouvettes cylindriques Ø 150 mm x h 50 mm,
- ❹ les propriétés thermiques sur éprouvettes cylindriques Ø 104 mm x h 50 mm,
- ❺ la perte de masse sous chauffage transitoire sur éprouvettes cylindriques Ø 104 mm x h 50 mm.

D'une part, ces essais doivent nous permettre de mieux comprendre le comportement du béton sous hautes températures, à l'échelle du matériau. D'autre part, ces résultats ont également pour objectif de fournir des données d'entrée aux différents modèles thermo-hydro-mécaniques de simulation du comportement des structures en béton à haute température. Ces résultats sont présentés au § 2- (partie 2) de ce document.

➤ Essais "structure" : l'étude du processus thermo-hydrrique repose en grande partie sur la mesure des pressions de vapeur se développant au sein du béton chauffé. Quant à l'étude du processus thermomécanique, elle peut s'effectuer en adoptant différentes échelles d'observation : d'un côté en faisant varier la taille des corps d'épreuve puis d'un autre côté en faisant varier l'intensité de la sollicitation thermique. Les principaux travaux de cette étude reposent donc sur les essais suivants :

- ❶ chauffage lent sur éprouvettes cylindriques Ø 160 mm x h 320 mm,
- ❷ chauffage lent sur éprouvettes prismatiques L 300 mm x l 300 mm x h 120 mm,
- ❸ chauffage modéré sur éprouvettes prismatiques L 300 mm x l 300 mm x h 120 mm,
- ❹ chauffage rapide sur éprouvettes prismatiques L 300 mm x l 300 mm x h 120 mm,
- ❺ chauffage lent sur dallettes L 700 mm x l 600 mm x h 150 mm,
- ❻ feu ISO sur dallettes L 700 mm x l 600 mm x h 150 mm,
- ❼ feu HCM sur dalles de grandes dimensions.

Les résultats des essais ❶, ❷, ❸ et ❹ sont présentés au § 3- (partie 2) de ce document, ceux des essais ❺ et ❻ au § 4- (partie 2) et enfin ceux des essais ❼ au § 5- (partie 2). Les essais ❷, ❸ et ❹ seront également appelés essais "PTM" (du nom du dispositif expérimental). Les essais ❺ et ❻ seront également appelés essais "dallettes" (en raison de la dimension des corps d'épreuve). Les essais ❼ seront également appelés essais "HCM" (en raison de la courbe feu retenue pour ces essais).

Les différents essais réalisés sont rapidement présentés dans le Tableau 15 et le Tableau 16. Chaque essai spécifique étant présenté plus en détail dans les paragraphes suivants du document. Chaque famille d'essai ("matériau" ou "structure") peut se traiter indépendamment l'une de l'autre. Cependant, de nombreux résultats des essais "matériau" seront utiles à l'analyse des résultats des essais "structure".

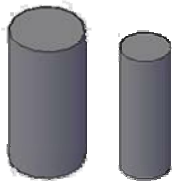




Type d'essai	Propriété	Géométrie (à l'échelle)	Matériel expérimental	Résultats de la partie 2
❶	Mécanique		Four électrique Presse hydraulique Extensomètre	§ 2.6
❷	Porosité		Dessiccateur sous vide Balance Four électrique	§ 2.2
❸	Perméabilité		Perméamètre "CEMBUREAU" Four électrique	§ 2.3
❹	Thermique		Dispositif "TPS" Four électrique	§ 2.4
❺	Perte de masse		Four électrique Balance	§ 2.5

Tableau 15 : présentation des essais "matériau" de l'étude.



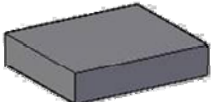
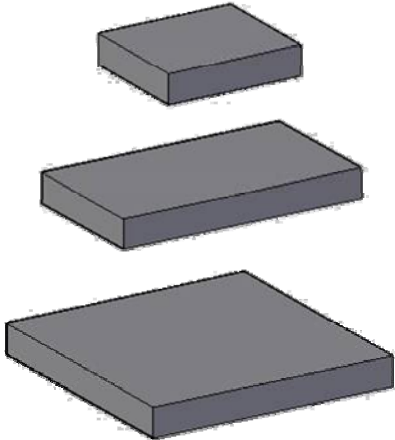
Type d'essai	Géométrie (à l'échelle)	Matériel expérimental	Mesure des pressions ?	Résultats de la partie 2
❶		Four électrique	oui	3-
❷		Dispositif "PTM"	oui	3-
❸				
❹				
❺		Four à brûleurs	oui	4-
❻				
❼		Four à brûleurs	non	5-

Tableau 16 : présentation des essais "structure" de l'étude.

Certains bétons de l'étude n'ont pas été testés dans toutes les conditions expérimentales précédemment décrites. Le Tableau 17 propose une vue d'ensemble des essais réalisés dans le cadre de cette thèse en fonction du type de béton. Le programme expérimental sera détaillé et expliqué dans chaque paragraphe propre à un type d'essai.

	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B55	B60	B60F1	B60F2
Essais "Matériau"								
Propriétés mécaniques à 28 jours	5	6	6	6	3	5	6	6
Propriétés mécaniques à chaud	7	4	5			4		4
Fluage à chaud	7							
Porosité à l'eau	8	8	8			8		8
Perméabilité au gaz	20	17	15			19		17
Propriétés thermiques	1	1	1			1		1
Perte de masse transitoire	1	1	1			1		1
Essais "Structure"								
Chauffage lent éprouvette cylindrique	2					2		
Chauffage lent sur prisme	2							
Chauffage modéré sur prisme	6	2	2	2	2	6	2	2
Chauffage rapide sur prisme	2					2		
Chauffage lent sur dalle	2					1		
Feu ISO sur dalle	10	4	2	2	2	5		2
Feu HCM sur dalle	1	1	1		1	1	1	1

Tableau 17 : quantitatif des essais réalisés dans l'étude en fonction du type de béton.

Les résultats de 275 essais sont présentés dans ce document (sachant qu'il a suffi de deux essais HCM pour tester tous les bétons voulus et que de même, deux essais ont suffi à déterminer les propriétés thermiques des bétons).

Les bétons B40 et B60 sont les formulations de base de notre étude et c'est pourquoi ils ont fait l'objet d'une étude complète. La comparaison des résultats entre ces deux bétons nous permet d'étudier l'influence de la compacité sur le comportement à haute température et le risque d'instabilité thermique. L'essai de chauffage lent avec mesure de pression sur éprouvette cylindrique est à la frontière entre un essai de caractérisation du matériau et un essai de structure. Son intérêt réside uniquement dans l'étude du comportement thermo-hydrrique des bétons et nous avons limité son utilisation à l'étude de l'influence de la compacité. De la même façon, l'étude de l'influence de la sollicitation thermique lors des essais structure a été uniquement réalisée sur les bétons B40 et B60.

Les essais de fluage ont été menés afin de tenter de mieux comprendre le phénomène de DTT, et l'analyse de ces résultats n'est a priori pas indispensable à la compréhension des mécanismes responsables des instabilités thermiques. Nous avons donc volontairement limité ce type d'essai au seul béton B40.

Comme nous l'avons dit précédemment, le béton B55 a des caractéristiques très proches du B60. Le nombre d'essais sur ce béton a donc été volontairement limité. Son étude sous chauffage modéré, sous feu ISO et sous feu HCM nous permet cependant de compléter l'étude de l'influence de la compacité du béton.

D'un côté, nous connaissons le rôle a priori positif des fibres de polypropylène contre le risque d'instabilité thermique, surtout pour des dosages de l'ordre de 2 kg/m^3 (Bilodeau 2004, Féron 2006, Jansson 2007). D'un autre côté, nous avons l'intuition qu'un béton composé de granulats siliceux (et en particulier les silex, dont nous avons observé le clivage à haute

température au § 1.1.2, partie 2) peut présenter des instabilités thermiques assez importantes en surface. Nous avons donc voulu tester sous chauffage modéré et sous feu ISO l'association des silex et des fibres afin d'en étudier les conséquences sur le comportement à haute température du béton.

Enfin, concernant l'utilisation des fibres de polypropylène, nous avons voulu étudier l'influence de leur dosage uniquement sur la génération des pressions de vapeur d'eau sous chauffage modéré d'une part et sur l'efficacité vis-à-vis du risque d'instabilité thermique sous feu HCM d'autre part. Nous avons donc réalisé ces essais sur le B60F1, partant de l'hypothèse que le B60 est le béton pouvant à la fois générer le plus de pressions de vapeur d'eau sous chauffage modéré et étant le plus sensible au risque d'instabilité thermique. D'un autre côté, les bétons B40F2 et B60F2 ont fait l'objet de nombreux essais matériau afin d'étudier l'influence des fibres pp sur les différentes propriétés des bétons à haute température.

1.3. Confection, conservation et état hydrique des corps d'épreuve avant essai

1.3.1. Confection des corps d'épreuve

Les différents coulages des corps d'épreuve de l'étude ont été effectués grâce à deux dispositifs :

- une centrale à béton semi-automatisée (500 litres / gâchée de béton),
- un malaxeur électrique (80 litres / gâchée de béton).

Le déroulement des gâchées de béton est le même pour les deux dispositifs :

- pré-mouillage du malaxeur,
- de t_0 à $(t_0 + 1')$: mélange à sec des constituants solides (granulats, ciment, fibres de polypropylène),
- de $(t_0 + 1')$ à $(t_0 + 1'30")$: ajout du mélange eau/adjuvant (dans notre cas, le superplastifiant est ajouté à l'eau préalablement au gâchage),
- de $(t_0 + 1'30")$ à $(t_0 + 3')$: malaxage,
- de $(t_0 + 3')$ à $(t_0 + 5')$: rajout éventuel de superplastifiant (en fonction de la maniabilité) et fin du malaxage.

Le serrage du béton frais dépend de la dimension des moules et coffrages :

- serrage par table vibrante en deux couches pour les éprouvettes cylindriques (essais "matériau", Tableau 15) et les éprouvettes prismatiques destinées à l'essai "PTM" (essais ②, ③ et ④ du Tableau 16),
- serrage par aiguille vibrante pour les dalles destinées aux essais sur fours à brûleurs (essais ⑤, ⑥ et ⑦ du Tableau 16).

1.3.2. Conservation et état hydrique des corps d'épreuve

➤ Essais "Matériau" (Tableau 15)

Après coulage, les éprouvettes sont conservées à proximité du malaxeur (hall abrité) dans leur moule pendant 24 heures. Les moules sont recouverts d'une bâche plastique ou de couvercles en plastique afin d'éviter une évaporation trop importante de l'eau. Les éprouvettes sont ensuite démoulées et placées dans une chambre climatisée à 20 °C (± 2 °C) à humidité relative de 50 % (± 5 %) jusqu'au jour de l'essai. Une période minimale de 90 jours de conservation est respectée avant réalisation des essais.

➤ Essais "Structure" (Tableau 16)

De la même façon que les éprouvettes destinées aux essais "matériau", les éprouvettes destinées aux essais "structure" (Tableau 16) sont conservées sous bâche plastique dans leur moule durant les 24 heures qui suivent le coulage. Après démoulage, le mode de conservation des éprouvettes jusqu'au jour de l'essai est fonction de l'état hydrique recherché :

- état sec (conservation en étuve à 80 °C),
- état intermédiaire (conservation à l'air ambiant),
- état saturé (conservation dans l'eau).

- L'état sec est obtenu en plaçant les corps d'épreuve en étuve à 80 °C jusqu'au jour de l'essai. L'état de séchage du corps d'épreuve est suivi par pesées régulières d'éprouvettes témoins fabriquées le même jour et stockées dans les mêmes conditions. Ces éprouvettes témoins sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 104 mm et de hauteur représentative du corps d'épreuve testé (soit la même dimension que l'épaisseur des corps d'épreuve). Les corps d'épreuve sont considérés secs lorsque la différence entre deux pesées successives espacées de 24 heures des éprouvettes témoins est de l'ordre de la résolution de la balance utilisée (0.1 g dans notre cas). La teneur en eau massique et la saturation de ces corps d'épreuve sont considérées nulles.

Note de l'auteur : la température de 80 °C a été choisie afin d'ôter uniquement l'eau considérée libre du matériau. Certaines études montrent effectivement qu'à partir de 105 °C, une partie de l'eau chimiquement liée peut être évacuée du matériau (début de déshydratation des CSH).

- Pour l'état saturé et l'état intermédiaire, la teneur en eau avant essai des corps d'épreuve est déterminée sur des éprouvettes témoins fabriquées le même jour et stockées dans les mêmes conditions. Elles sont placées en étuve à 80 °C le jour du premier essai d'une campagne expérimentale et leur teneur en eau massique est déterminée selon l'Eq. 1.

$$\text{teneur en eau massique} = \frac{m_0 - m_{\text{sec}}}{m_0} \times 100 = w \text{ (en \%)} \quad \text{Eq. 17}$$

Avec m_0 la masse initiale de l'éprouvette témoin et m_{sec} la masse de l'éprouvette témoin après séchage à 80 °C. L'éprouvette témoin est considérée sèche lorsque la différence entre deux pesées successives espacées de 24 heures est de l'ordre de la résolution de la balance utilisée (0.1 g dans notre cas).

La mesure de la porosité P et de la masse volumique apparente ρ_{app} de certaines formulations de béton (cf § 2.2, partie 2) nous permet également d'évaluer la saturation des corps d'épreuve avant essai selon l'Eq. 18. La saturation telle qu'elle est définie ici est le taux de remplissage en eau liquide libre (évaporable à 80 °C) des pores du béton.

$$\text{saturation} = \frac{w \times \rho_{\text{app}}}{P \times \rho_{\text{eau}}} \times 100 = S \text{ (en \%)} \quad \text{Eq. 18}$$

Avec ρ_{eau} la masse volumique de l'eau liquide soit 1000 kg.m⁻³.

Les mesures de teneur massique et la détermination de la saturation des corps d'épreuve conservés en état saturé et intermédiaire sont présentées ci-après en fonction du type d'essai réalisé.

- Chauffage lent sur éprouvette cylindrique et essais "PTM" (essais ①, ②, ③ et ④ du Tableau 16)

- Conservation "Air_1" : les éprouvettes sont stockées en chambre climatisée à 20 °C (± 2 °C) et 50% (± 5 %) d'humidité relative. La teneur en eau massique et la saturation des différents bétons dans de telles conditions de conservation sont données dans le Tableau 18.

"PTM"	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B60	B60F1	B60F2
Durée de la cure (j)	154	145	148	154	126	125	130
Teneur en eau massique (%)	2.59	2.23	2.80	2.99	3.46	2.46	2.85
Porosité (%)	13.88	15.47	15.29		10.55		11.49
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2285	2246	2221		2364		2368
Saturation (%)	43	32	41		78		59

Tableau 18 : état hydrique des bétons après conservation à 20 °C et 50% d'humidité relative, essais "PTM".

Excepté pour le B60 et le B60F2, ce mode de conservation entraîne un état de saturation des corps d'épreuve situé entre 30 et 40 %. La saturation élevée du B60 et du B60F2 est probablement due à leur séchage moins important (faible perméabilité).

- Conservation "Eau" : les éprouvettes sont stockées dans l'eau après une période de 28 jours de conservation en chambre climatisée à 20 °C et 50% d'humidité relative. Le fait de ne pas immerger les éprouvettes directement après le coulage permet de ne pas favoriser l'hydratation du béton, ce qui rendrait la comparaison des résultats avec les autres états hydriques délicate.

"PTM"	B40	B60
Durée de la cure immergée (j)	88	105
Teneur en eau massique (%)	5.46	4.57
Porosité (%)	13.88	10.55
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2285	2364
Saturation (%)	90	100

Tableau 19 : état hydrique des bétons après conservation dans l'eau, essais "PTM".

Comme nous le voyons dans le Tableau 19, la saturation des corps d'épreuve immergés est idéale dans le cas du B60 (S = 100%). Le grand volume de pores du B40 ne permet pas d'atteindre cette valeur (S = 90%).

- Essais "Dallettes" (essais ⑤ et ⑥ du Tableau 16)

- Conservation "Air_2" : les éprouvettes sont stockées dans un sac plastique à l'intérieur du laboratoire. Les éprouvettes témoin sont des cylindres. Afin que leur teneur en eau soit la plus proche possible de celle des corps d'épreuve, les éprouvettes témoin du B40 et du B60 sont étanchées sur la périphérie (film aluminium) et leur hauteur est égale à l'épaisseur des corps d'épreuve (150 mm).

Pour ces deux bétons, les éprouvettes témoins non étanchées (_u) nous donnent une limite basse de la teneur en eau massique des corps d'épreuve. Les éprouvettes témoins étanchées (_s) nous donnent une limite haute.

"Dallettes"	B40_u	B40_s	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B60_u	B60_s	B60F2
Durée de la cure (j)	105	167	131	90	93	99	99	105
Teneur en eau massique (%)	3.82	4.12	2.76	3.93	3.70	3.23	3.62	3.48
Porosité (%)	13.88	13.88	15.47	15.29		10.55	10.55	11.49
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2285	2285	2246	2221		2364	2364	2368
Saturation (%)	63	68	40	57		74	81	72

Tableau 20 : état hydrique des bétons après conservation en sac plastique à l'intérieur du hall d'essai, essais "dallettes".

Comme nous pouvons le voir sur le Tableau 20, ce mode de conservation entraîne un état de saturation compris entre 40 et 80%. La saturation des corps d'épreuve des essais "dallettes" est donc plus élevée que celle des corps d'épreuve conservés dans la chambre climatique. Ceci peut être dû à une humidité relative moyenne plus importante (proche de l'humidité extérieure) à l'intérieur du hall d'essai.

- Conservation "Eau" : les dalles sont conservées dans l'eau après une période de conservation de type "Air_2". Les éprouvettes témoins ont été également étanchées sur leur périphérie (film aluminium).

"Dallettes"	B40_s	B40F2_s	B60_s
Durée de la cure de type "Air_2"	117	194	40
Durée de la cure immergée (j)	54	57	93
Teneur en eau massique (%)	5.28	6.10	4.24
Porosité (%)	13.88	15.47	10.55
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2385	2246	2364
Saturation (%)	87	89	95

Tableau 21 : état hydrique des bétons après conservation dans l'eau, essais "dallettes".

Comme nous le voyons dans le Tableau 21, les bétons ont subi des durées de cure différentes. Cela est dû à la fois à un manque de bacs d'immersion suffisamment grands pour ce type de corps d'épreuve et au planning exigeant des essais sur le four à brûleurs. Malgré tout, l'état de saturation est relativement proche de 100%.

- **Essais "HCM"** (essais ⑦ du Tableau 16)

- Conservation "Air_3" : les dalles sont conservées dans un hall de stockage abrité. La mesure de teneur en eau massique de tous les bétons a été réalisée à partir d'éprouvettes témoin étanchées (film aluminium).

Comme nous le voyons sur le Tableau 22, l'état de saturation des bétons avec ce mode de conservation s'échelonne entre 60 et 75%, soit des valeurs relativement proches de celles obtenues par le mode de conservation "Air_2".

"HCM"	B40_s	B40F1_s	B40F2_s	B40SC_s	B55_s	B60_s	B60F1_s	B60F2_s
Durée de la cure (j)	62	62	62	62	89	89	89	75
Teneur en eau massique (%)	4.50	3.58	4.10	4.38	3.04	3.34	3.37	3.40
Porosité (%)	13.88		15.47	15.29		10.55		11.49
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2385		2246	2221		2364		2368
Saturation (%)	74		60	64		75		70

Tableau 22 : état hydrique des bétons après conservation dans hall de stockage abrité, essais "HCM".

- Conservation "Eau" : les dalles sont conservées dans l'eau après 29 jours de conservation de type "Air_3". La mesure de la teneur en eau est réalisée à partir d'éprouvettes témoin étanchées.

"HCM"	B40F2_s	B60F2_s
Durée de la cure immergée (j)	33	46
Teneur en eau massique (%)	5.34	4.04
Porosité (%)	15.47	11.49
Masse volumique apparente (kg/m ³)	2246	2368
Saturation (%)	78	83

Tableau 23 : état hydrique des bétons après conservation dans l'eau, essais "HCM".

Comme nous pouvons le voir sur le Tableau 23, la conservation dans l'eau des corps d'épreuve n'a pas été assez longue pour obtenir un état de saturation proche de 100%. Ceci est dû au planning d'essais (essais réalisés en fin de thèse).

2- CARACTERISATION A HAUTE TEMPERATURE DES BETONS DE L'ETUDE

Cette première partie de l'étude expérimentale fait référence aux essais "matériau" des bétons. Ces essais doivent à la fois nous permettre de caractériser les différents bétons de l'étude afin de nous aider dans l'analyse des résultats des essais "structure" mais peuvent également servir de données d'entrée aux modèles de simulation. Nous avons donc testé l'évolution des principales caractéristiques des bétons avec la température. La gamme de température retenue pour nos essais s'étend le plus souvent de la température ambiante à 600°C. Cette amplitude couvre les températures pour lesquelles les instabilités thermiques des bétons s'observent. Par ailleurs, cela correspond aussi aux capacités des moyens expérimentaux utilisés. De plus, dans la plupart des essais, les températures spécifiques suivantes ont été retenues pour la mesure des propriétés du matériau :

- 80 °C : cette température est considérée comme étant la température de séchage du matériau, autrement dit celle pour laquelle la teneur en eau libre du béton est nulle. Nous n'avons pas retenu la température conventionnelle de 105 °C afin de maintenir l'état d'hydratation initial du béton (particulièrement en ce qui concerne les CSH),
- 120 °C : cette température d'essai permet de mesurer les différentes propriétés du béton à une température supérieure mais proche de 100 °C (évaporation de l'eau) . De plus cette température d'essai se situe avant la fusion des fibres de polypropylène (estimée à 170 °C). Enfin, à cette température, la déshydratation des CSH débute,
- 250 °C : cette température d'essai permet d'étudier l'influence de la fusion des fibres de polypropylène sur les propriétés du matériau. A cette température, la déshydratation des CSH est dans un état avancé,
- 400 °C : à cette température les CSH sont déshydratés et le point critique de l'eau (374 °C) est dépassé. La Portlandite est encore dans son état initial d'hydratation,
- 600 °C : à cette température la Portlandite est décomposée et l'éventuelle transformation du quartz- α en quartz- β est atteinte (574 °C).

2.1 Propriétés mécaniques à 28 jours

Un moyen de contrôle de la fabrication des bétons est la mesure de leurs propriétés mécaniques de base 28 jours après le coulage. Comme nous l'avons vu au § 1.1 (partie 2), la connaissance de la résistance en compression à 28 jours des bétons est de plus reprise pour la dénomination des bétons de l'étude.

Les formules B40 et B60 étant les bétons les plus testés de l'étude, trois coulages ont été nécessaires pour chacun d'entre eux. Dans la suite du paragraphe, B40_1 fera référence au premier coulage, B40_2 au second coulage et B40_3 au troisième coulage. La même notation sera prise pour le béton B60. Toutes les autres formules de béton ont été fabriquées en un seul coulage.

2.1.1 Résistance à la compression et module d'élasticité

Les essais ont été réalisés 28 jours après le coulage sur des éprouvettes cylindriques \varnothing 160 mm x h 320 mm rectifiées au lapidaire. L'application de la charge mécanique est effectuée via une presse hydraulique de capacité 5000 kN. La charge de compression est appliquée de façon monotone (sans cycles) à la vitesse de 10 kN.s⁻¹ jusqu'à rupture de l'éprouvette. 3 essais ont été réalisés pour chaque béton.

➤ Résistance à la compression

La Figure 94 présente la résistance en compression à 28 jours des différents bétons de l'étude. Nos formulations permettent de couvrir une gamme de résistance en compression située entre 30 et 70 MPa, soit des valeurs représentatives des bétons généralement utilisés sur chantier.

A la lecture de ce graphique, nous pouvons faire quelques remarques :

- nous notons une dispersion dans les résultats entre les trois différents coulages du B40, et en particulier pour le coulage B40_2 qui donne une résistance en compression plus faible. Même si l'origine des matières premières a toujours été la même pour tous les coulages, les lots ont parfois été différents. Ceci peut expliquer la variation des résistances de nos bétons. Concernant le B60, nous ne notons pas de grande différence entre les trois différents coulages,
- concernant l'ajout des fibres de polypropylène, nous ne notons pas de tendance claire dans son influence : il fait chuter d'environ 30 % la résistance en compression du B40 tandis qu'il augmente d'environ 7 % celle du B40SC et d'environ 15 % celle du B60.

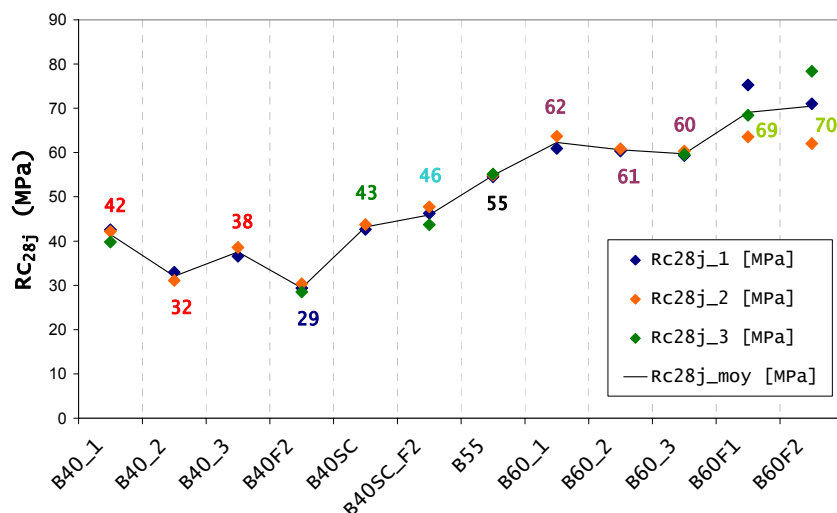


Figure 94 : résistance en compression à 28 jours des bétons de l'étude.

➤ Module d'élasticité

Le module d'élasticité des bétons a été déterminé grâce à un extensomètre de type LCPC monté sur les éprouvettes ayant servi à la mesure de la résistance en compression. Il est défini à partir de la courbe contrainte / déformation comme étant la pente entre l'origine et le point de la courbe situé à 30 % de la charge limite en compression de l'éprouvette. La Figure 95 présente le module d'élasticité des bétons de l'étude.

Concernant les modules d'élasticité, nous pouvons faire les commentaires suivants :

- contrairement aux résistances en compression, la date de coulage ne semble pas influencer le module d'élasticité du B40, de même pour le B60,
- l'ajout de fibres de polypropylène fait chuter d'environ 30 % le module d'élasticité du B40, alors qu'il ne semble pas influencer celui du B40SC et du B60,
- l'influence de la nature des granulats est notable : la substitution des granulats calcaires par des granulats silico-calcaires fait chuter le module d'élasticité d'environ 14 %.

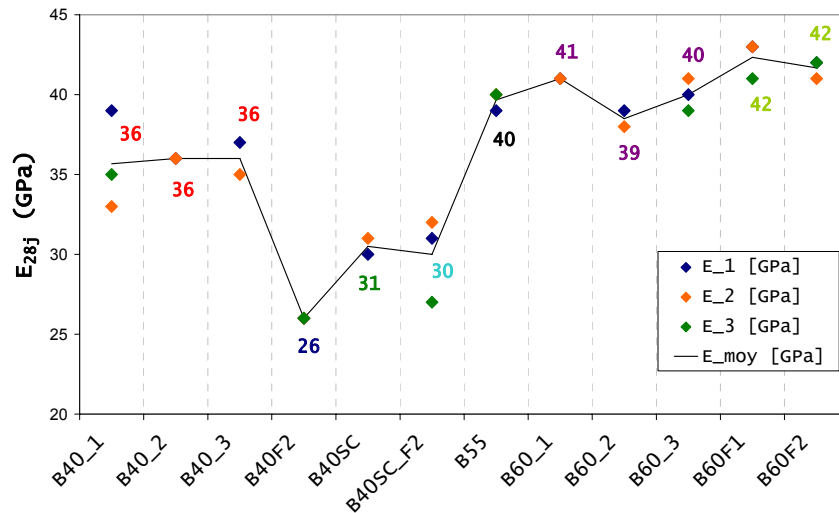


Figure 95 : module d'élasticité à 28 jours des bétons de l'étude.

2.1.2 Résistance à la traction

La résistance en traction a été déterminée par l'essai de fendage (essai de traction indirecte) sur des éprouvettes cylindriques \varnothing 160 mm x h 320 mm. L'application de la charge s'est effectuée de façon monotone à la vitesse de 4 kN.s^{-1} jusqu'à rupture de l'éprouvette. En fonction des coulages, de une à trois éprouvettes ont été testées pour chaque formule de béton. La Figure 96 présente la résistance en traction mesurée à 28 jours des bétons de l'étude.

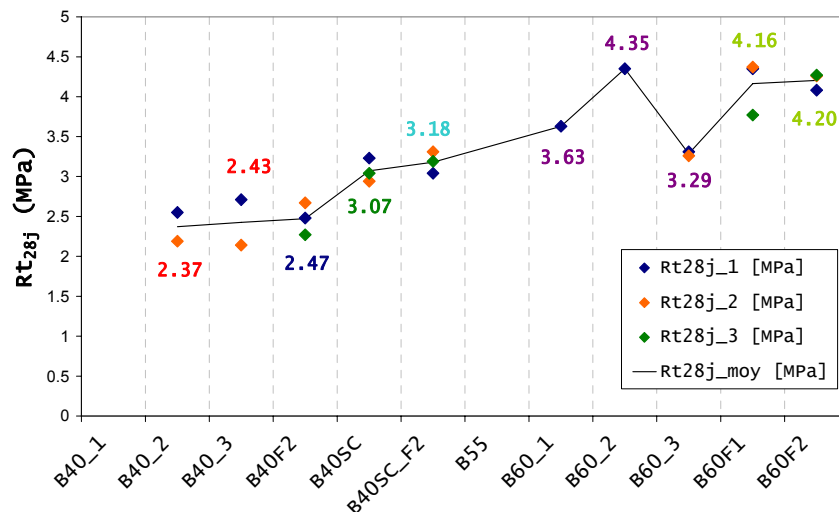


Figure 96 : résistance en traction à 28 jours des bétons de l'étude (déterminée par essai de fendage).

La résistance en traction des bétons de l'étude s'échelonne entre 2.4 et 4.35 MPa. De plus, l'examen de la Figure 96 nous permet de faire les commentaires suivants :

- nous ne notons pas de grande dispersion entre le coulage B40_2 et le coulage B40_3. En revanche, nous notons une dispersion pour les résultats du B60. Cependant, ceci peut être attribué à la dispersion lié à l'essai et non celle liée au matériau lui-même. A noter également qu'une seule éprouvette a été testée lors des coulages B60_1 et B60_2,
- l'ajout de fibres de polypropylène permet de légèrement augmenter la résistance en traction du béton (environ 3 % pour le B40, 3.6 % pour le B40SC et 12 % pour le B60),
- le B40SC a une résistance en traction supérieure à celle du B40.

Nous proposons dans le Tableau 24 un récapitulatif des propriétés mécaniques mesurées à 28 jours des bétons de l'étude. Les valeurs sont des moyennes des mesures des différentes éprouvettes ; les valeurs du B40 et du B60 sont de plus moyennées sur l'ensemble des trois coulages.

	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B55	B60	B60F1	B60F2
Rc (MPa)	37	29	43	46	55	61	69	70
E (GPa)	36	26	31	30	40	40	41	41
Rt (MPa)	2.40	2.47	3.07	3.18		3.76	4.16	4.20

Tableau 24 : propriétés mécaniques moyennes à 28 jours des bétons de l'étude.

2.2 Porosité à l'eau

La mesure de la porosité à l'eau est un moyen de caractériser le réseau poreux de nos bétons. Le suivi de la porosité à l'eau avec l'élévation de la température nous permet d'étudier l'influence du chauffage sur le réseau poreux des bétons.

2.2.1 Matériel expérimental

La porosité à l'eau des bétons P a été mesurée sur des quarts d'éprouvettes cylindriques de diamètre 104 mm et de hauteur 50 mm découpés dans des éprouvettes cylindriques de hauteur 300 mm (Figure 97). Sa détermination s'inspire des recommandations de l'AFREM (AFREM 1997) et elle repose sur l'Eq. 19.

$$P = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \times 100 \quad \text{Eq. 19}$$

P s'exprime en % (c'est un rapport volumique).

Avec :

- m_{sec} la masse de l'éprouvette après séchage en étuve à 80 °C. L'éprouvette est considérée sèche lorsque l'écart entre deux mesures successives de masse espacées de 24 heures est de l'ordre de la précision de la balance utilisée (0.1 g dans notre cas). La température de 80 °C a été choisie afin d'éviter la déshydratation des CSH,
- m_{sat}^{imm} est la masse de l'éprouvette en état saturé mesurée lorsque celle-ci est immergée dans l'eau. Afin de pouvoir effectuer cette mesure, les éprouvettes sont placées dans une cloche en verre hermétique dans laquelle on impose une pression la plus basse possible (25 mbars dans notre cas) à l'aide d'une pompe à vide (Figure 98). L'éprouvette est maintenue 4 heures dans cet état, à la suite de quoi de l'eau est progressivement introduite jusqu'à ce que l'éprouvette soit immergée sur environ 20 mm de sa hauteur. Cette opération a pour but d'emprisonner le minimum d'air dans les pores du béton lors de l'immersion de l'éprouvette. Après 15 minutes, l'éprouvette est complètement immergée. La pression de 25 mbars est maintenue durant 24 heures durant lesquelles l'eau est censée remplir tout le réseau poreux du matériau. Suite à cette période, l'éprouvette, considérée saturée d'eau, est pesée dans l'eau,



Figure 97 : éprouvettes utilisées pour la mesure de la porosité à l'eau : un quart de cylindre Ø 104 mm x h 50 mm.

- m_{sat} est la masse de l'éprouvette saturée en eau mesurée "dans l'air". Elle est obtenue en sortant l'éprouvette de l'eau (à la suite de la mesure de m_{sat}^{imm}), en veillant à l'essuyer avec un linge humide afin d'enlever le film d'eau superficiel. Cette opération doit être rapide afin de ne pas enlever l'eau dans les pores proches de la surface de l'éprouvette.

Nous attirons l'attention sur le fait que les résultats obtenus sur les bétons les plus fissurés (après chauffage) peuvent présenter une erreur du fait de la perte d'eau (par les fissures) au moment où l'éprouvette est sortie de l'eau pour être pesée à l'air libre (détermination de m_{sat}).

La connaissance de la masse de l'éprouvette dans ces trois états (sèche, saturée immergée et saturée dans l'air) nous permet également de déterminer la masse volumique apparente du béton ρ_{app} selon l'Eq. 18.

$$\rho_{app} = \frac{m_{sec}}{m_{sat} - m_{sat}^{imm}} \times \rho_{eau} \quad \text{Eq. 20}$$

ρ_{app} s'exprime en kg.m^{-3} ($\rho_{eau} = 1000 \text{ kg.m}^{-3}$).

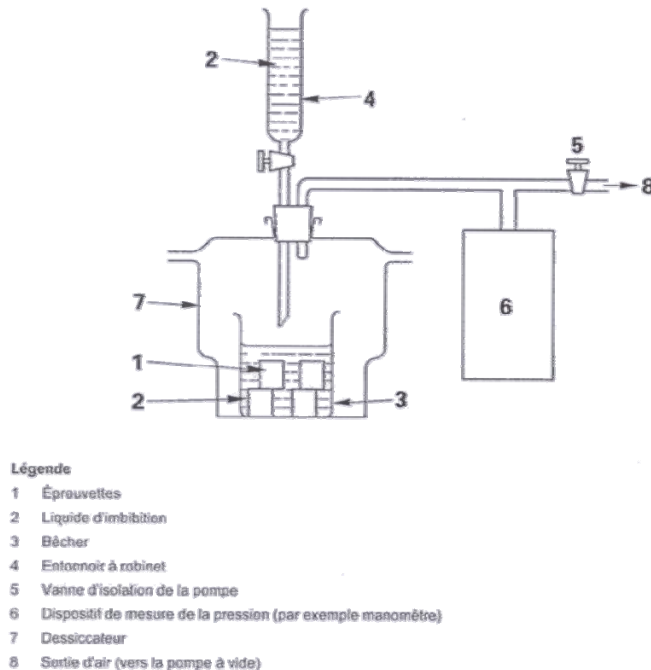


Figure 98 : à gauche schéma du dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la porosité à l'eau. A droite, cliché de la cloche en verre hermétique avec les éprouvettes de béton immergées.

2.2.2 Traitement thermique des éprouvettes

Afin de pouvoir déterminer l'évolution de la porosité à l'eau des bétons en fonction de la température, nous avons fait subir aux éprouvettes différents traitements thermiques aux températures de 120 °C, 250 °C et 400 °C. Comme nous le voyons sur la Figure 99, les éprouvettes ont été chauffées à la vitesse de 1 °C.min⁻¹ puis maintenues à la température maximale durant un temps estimé suffisant pour obtenir un état hydrique homogène dans l'éprouvette. Les éprouvettes sont ensuite refroidies naturellement dans le four (refroidissement lent). Enfin, les éprouvettes sont sorties du four aux alentours de 60 °C et conservées en sac étanche jusqu'à l'essai.

L'état de référence du matériau est considéré comme étant celui obtenu après séchage à 80 °C. Pour chaque température et pour chaque formule de béton, deux éprouvettes ont été testées.

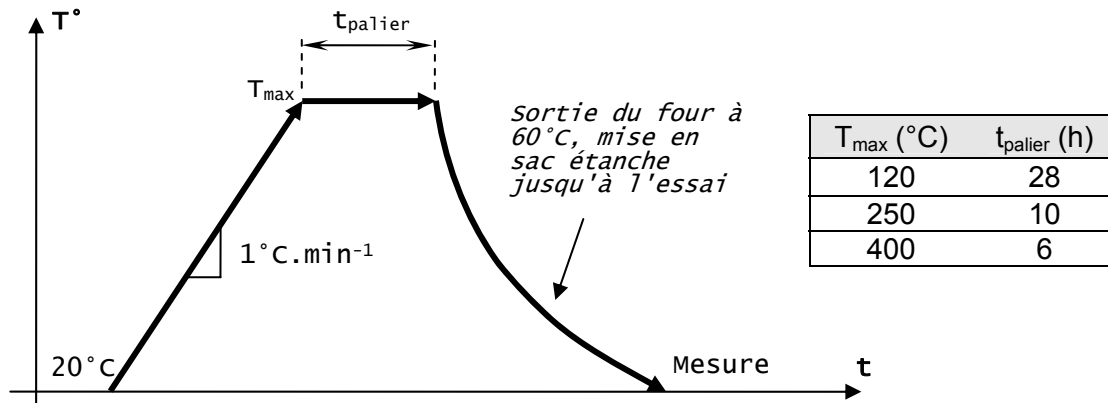


Figure 99 : traitement thermique des éprouvettes avant détermination de la porosité à l'eau.

2.2.3 Résultats

Le Tableau 25 présente les valeurs de la porosité à l'eau mesurées sur les bétons de l'étude. Pour tous les traitements thermiques, nous pouvons constater une faible dispersion entre les deux valeurs mesurées sur les deux éprouvettes d'un même béton. La dispersion est toutefois plus importante pour les deux bétons fibrés B40F2 et B60F2. La Figure 100 présente l'évolution des valeurs moyennes de porosité à l'eau en fonction de la température.

Porosité (%)		80 °C	120 °C	250 °C	400 °C
B40	ép.1	13.9	13.6	14.5	16.0
	ép.2	13.8	13.8	14.1	15.9
	moy	13.85	13.0	14.30	15.95
B40SC	ép.1	15.4	15.3	16.9	17.1
	ép.2	15.1	15.2	16.6	17.9
	moy	15.25	15.25	16.75	17.50
B40F2	ép.1	15.5	16.2	16.1	17.2
	ép.2	15.4	14.0	19.3	18.5
	moy	15.45	15.10	17.70	17.5
B60	ép.1	10.2	11.3	12.8	13.9
	ép.2	10.9	11.7	13.5	14.2
	moy	10.55	11.50	13.15	14.05
B60F2	ép.1	11.6	11.3	13.5	13.6
	ép.2	9.9	9.4	11.2	13.0
	moy	10.75	10.35	12.35	13.30

Tableau 25 : porosité à l'eau des bétons de l'étude en fonction du traitement thermique.

A l'état de référence (80 °C), nous distinguons deux gamme de porosité : entre 14 et 15.5 % pour le B40, le B40SC et le B40F2 et en dessous de 11 % pour le B60 et le B60F2. Ce résultats est en accord avec les résistances en compression présentées au § 2.1.1 (partie 2) (résistance élevée = porosité faible). Pour tous les bétons, nous notons une augmentation de la porosité avec l'élévation de la température. A 400 °C, le classement de l'état de référence est conservé. La Figure 101 présente l'évolution de la porosité à l'eau relative avec la température. La porosité relative est définie comme étant le rapport entre la valeur obtenue à haute température (120, 250 et 400 °C) et la valeur de référence (valeur mesurée à 80 °C).

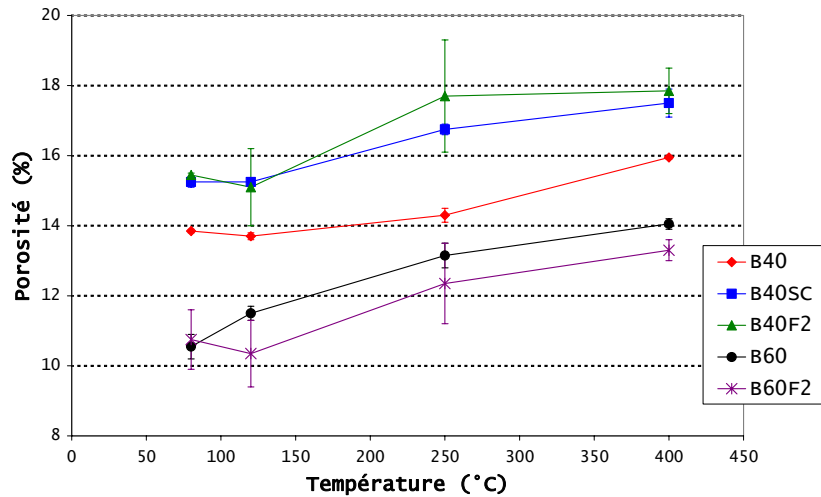


Figure 100 : évolution de la porosité à l'eau des bétons en fonction de la température (valeurs moyennes).

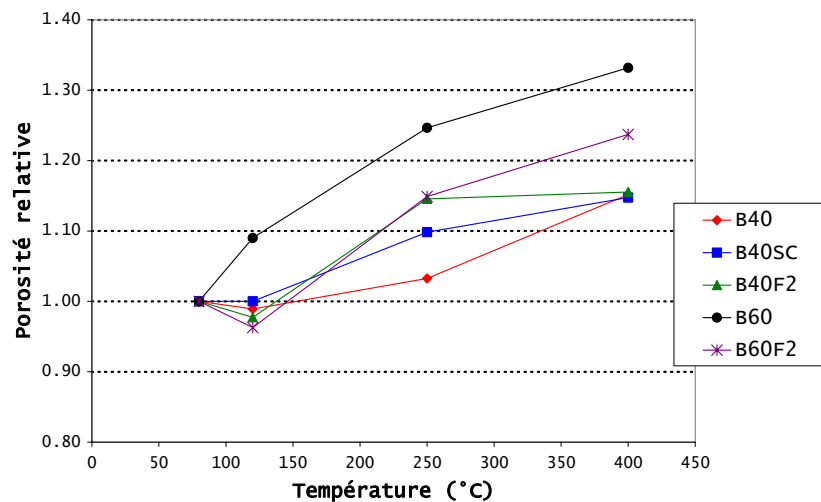


Figure 101 : évolution de la porosité à l'eau relative des bétons en fonction de la température (valeurs moyennes). La porosité relative est obtenue en normant les valeurs obtenues à haute température par rapport à la valeur obtenue à l'état de référence (80 °C).

Entre l'état de référence et 400 °C, l'augmentation de la porosité est de 15 % pour le B40, le B40SC et le B40F2. Pour les bétons B60 et B60F2, cette augmentation est plus importante : 25 % pour le B60F2 et 35 % pour le B60. Il semble donc que la microstructure des bétons les plus compacts soit plus affectée par la température, autrement dit ces bétons semblent subir plus de dégradation sous l'effet d'un chauffage.

A 250 °C, le B40SC voit sa porosité augmenter de 10 % alors qu'elle n'augmente que de 3 % dans le B40. Ceci est attribué à la création de nombreuses fissures dans le B40SC du fait de la dilatation thermique plus importante des granulats silico-calcaires, et en particulier des silex (ce point sera abordé plus en détail dans le § 2.6.3, partie 2). A 400 °C, cette différence n'est plus visible. Ceci peut s'expliquer par le départ d'eau de l'éprouvette de B40SC par les fissures (et donc une sous-estimation de la porosité) au moment de la pesée de m_{sat} .

Afin d'analyser l'influence des fibres sur la microstructure des bétons, nous avons représenté sur la Figure 102 l'évolution avec la température de la porosité à l'eau normée par rapport à la valeur obtenue à 120 °C. Ceci nous permet "d'entourer" la température de fusion des fibres de polypropylène. L'effet des fibres est très notable sur le B40 : sa porosité augmente de 12.2 % entre 120 et 250 °C grâce aux fibres. L'effet de la fusion des fibres est nettement moins notable sur le B60 : l'ajout de 2 kg.m⁻³ de fibres augmente sa porosité de seulement 4.4 %. Nous pouvons attribuer cette différence au fait que dans le B60, les pores créés par la fusion des fibres ont plus de mal à se connecter que dans le B40. En effet, du fait de la plus faible résistance en traction de ce dernier, la connexion des pores créés par la fusion des fibres est facilitée par la fissuration du matériau.

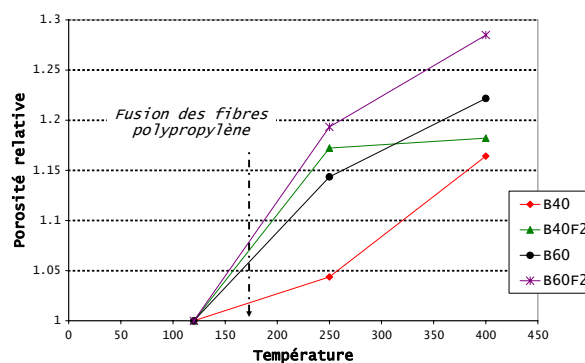


Figure 102 : évolution de la porosité à l'eau relative en fonction de la température (valeurs moyennes).

Le Tableau 26 rassemble les valeurs de masse volumique apparente obtenues sur les bétons de l'étude en fonction du traitement thermique. La Figure 103 présente quant à elle l'évolution de la masse volumique moyenne des bétons en fonction de la température.

ρ_{app} (kg.m ⁻³)		80 °C	120 °C	250 °C	400 °C
B40	ép.1	2280	2286	2278	2241
	ép.2	2289	2302	2295	2248
	moy	2285	2294	2287	2245
B40SC	ép.1	2218	2300	2183	2195
	ép.2	2223	2196	2188	2159
	moy	2221	2248	2186	2177
B40F2	ép.1	2249	2193	2221	2223
	ép.2	2243	2271	2156	2190
	moy	2246	2232	2189	2207
B60	ép.1	2379	2333	2332	2306
	ép.2	2349	2344	2309	2300
	moy	2364	2339	2321	2303
B60F2	ép.1	2334	2336	2304	2312
	ép.2	2402	2400	2365	2330
	moy	2368	2368	2335	2321

Tableau 26 : masse volumique apparente des bétons de l'étude en fonction du traitement thermique.

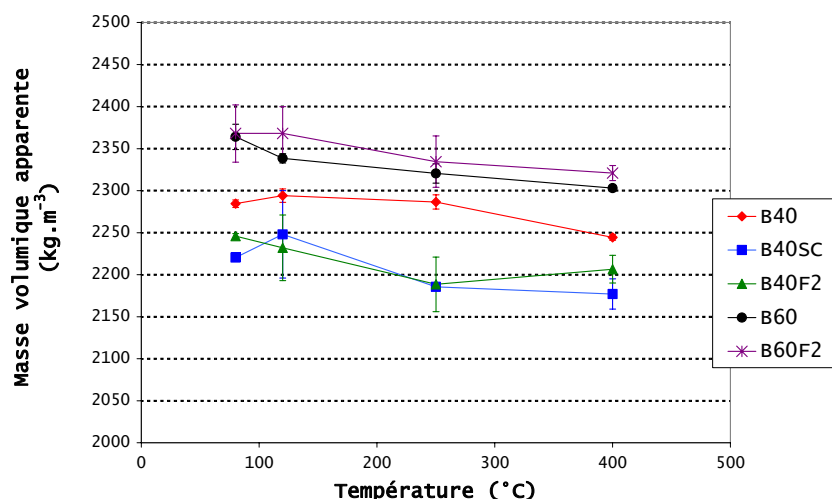


Figure 103 : évolution de la masse volumique apparente des bétons en fonction de la température (valeurs moyennes).

A l'état de référence, la masse volumique des bétons les moins compacts (B40, B40SC et B40F2) s'échelonne entre 2220 et 2285 kg.m⁻³. Pour les bétons à plus forte compacité (B60 et B60F2), la masse volumique se situe aux alentours de 2365 kg.m⁻³. Pour tous les bétons, nous notons une faible diminution de la masse volumique avec l'élévation de la température (de 2 % pour le B40 jusqu'à 3 % pour le B60). Cette diminution est attribuée au départ de l'eau (par déshydratation des CSH principalement) des bétons. La fusion des fibres, qui représente seulement 2 kg.m⁻³ de l'éprouvette, n'est pas significative.

2.3 Perméabilité au gaz

La connaissance de la perméabilité des bétons est primordiale dans l'étude du comportement à haute température des bétons. En effet, les nombreux transferts de masse qui s'effectuent au sein de la matrice lors d'un chauffage peuvent participer (entre autre) à l'apparition des instabilités thermiques. Parmi les fluides en mouvement au sein du béton, l'eau sous forme liquide et vapeur semblent les plus importants à étudier.

Nous avons choisi dans cette étude d'étudier la perméabilité au gaz des bétons grâce à un perméamètre à charge constante de type "CEMBUREAU". L'évolution de cette perméabilité avec la température doit nous permettre d'analyser les mouvements possibles de fluide dans le béton lors des scénarios de chauffage décrits dans les § 3-, 4- et 5- (partie 2).

2.3.1 Matériel et programme expérimental

La mesure de la perméabilité apparente au gaz des bétons s'inspire des recommandations de l'AFREM (AFREM 1997). Celle-ci est mesurée sur des disques de diamètre 150 mm et de hauteur 50 mm. Ces disques sont découpés dans une éprouvette cylindrique de diamètre 150 mm et de hauteur 50 mm, en prenant soin de ne pas conserver les disques inférieurs et supérieurs de celle-ci (risque de ségrégation en partie inférieure et forte concentration de laitance en partie supérieure). Le principe de la mesure est d'appliquer un gradient de pression à l'éprouvette et de mesurer le débit de gaz la traversant. Pour ceci, nous utilisons un perméamètre à charge constante (Figure 104). Celui-ci est constitué d'une cellule étanche recevant l'éprouvette. L'étanchéité de la cellule est obtenue en gonflant une chambre à air en périphérie de l'éprouvette à la pression de 0.8 MPa. Une surpression est ensuite appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire d'une bouteille de di-azote comprimé. Une fois le régime stationnaire établi (déterminé par mesures de débit successives), le débit de gaz traversant l'éprouvette est mesuré au moyen d'un débitmètre à bulle. Le niveau de surpression appliqué est généralement choisi de façon à ce que le temps de montée de la

bulle du débitmètre soit compris entre 20 et 60 secondes (cela dépend du type de béton et du traitement thermique appliqué).

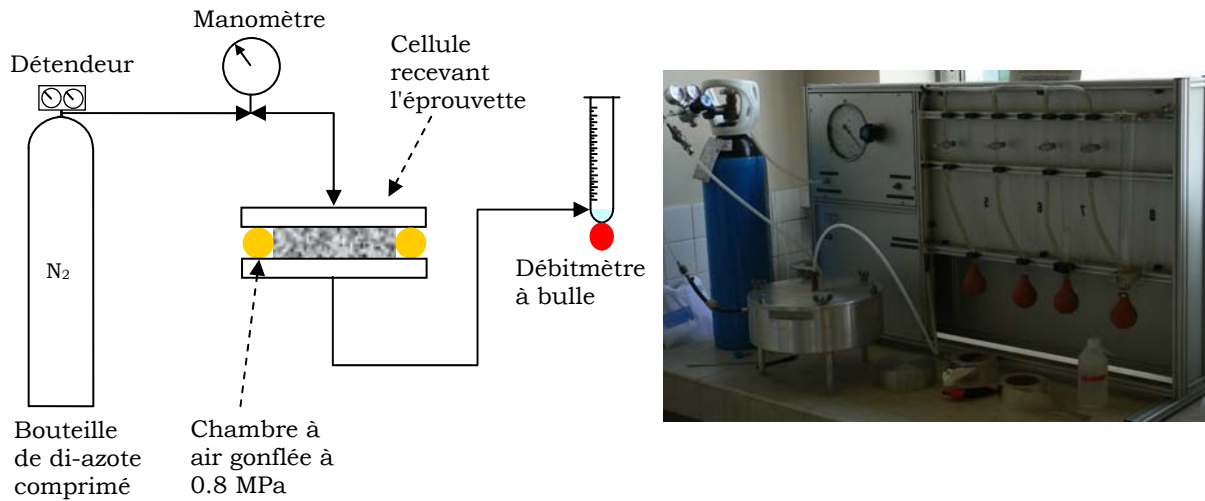


Figure 104 : à gauche schéma du dispositif expérimental utilisé pour la mesure de la perméabilité au gaz. A droite, cliché du perméamètre à charge constante utilisé pour cette étude.

La perméabilité apparente au gaz K_{app} est par la suite déterminée selon l'Eq. 21.

$$K_{app} = \frac{2 \cdot Q \cdot P_0 \cdot L \cdot \mu}{A \cdot (P^2 - P_0^2)} \quad \text{Eq. 21}$$

Avec :

- K_{app} la perméabilité apparente au gaz en (m^2),
- deux paramètres fonction de la géométrie de l'éprouvette : A sa section en (m^2) et L son épaisseur en (m),
- μ la viscosité dynamique du gaz percolant. Nous avons choisi ici d'utiliser du di-azote (N_2) soit $\mu = 1.76 \times 10^{-5} \text{ N.s.m}^{-2}$,
- P_0 est la pression atmosphérique considérée égale à 1013 hPa,
- P est la pression appliquée à l'éprouvette en (Pa), elle peut se définir comme étant la somme de la pression atmosphérique P_0 et de la surpression appliquée grâce à la bouteille de di-azote comprimé,
- Q est le débit du gaz percolant en ($m^3 \cdot s^{-1}$) mesuré par un débitmètre à bulle.

Cette perméabilité est dite "apparente" car elle dépend du niveau de pression qui est appliquée à l'échantillon. Afin d'obtenir la perméabilité intrinsèque du matériau testé, c'est-à-dire une perméabilité ne dépendant pas du niveau de pression appliqué, nous adoptons l'approche de Klinkenberg (*Klinkenberg 1941*).

Cette approche est basée sur la décomposition du mouvement du gaz traversant un capillaire selon deux types : l'écoulement visqueux du gaz, qui est uniquement piloté par la perméabilité intrinsèque du matériau, et l'écoulement par glissement du gaz. Ce dernier repose sur la non-adhérence du gaz à la paroi des pores et induit une cinétique supplémentaire au mouvement. Lorsque nous mesurons la perméabilité apparente, les deux types d'écoulement interviennent. Afin de déterminer l'importance relative de chaque type d'écoulement, Klinkenberg propose donc l'Eq. 22.

$$K_{app} = K_i \left(1 + \frac{b}{P} \right) \quad \text{Eq. 22}$$

Avec :

- K_{app} la perméabilité apparente du matériau en (m^2) déterminée grâce au perméamètre pour un niveau de pression appliqué donné,
- K_i la perméabilité intrinsèque du matériau en (m^2), ordonnée à l'origine de la courbe $K_{app} = f\left(\frac{1}{\bar{P}}\right)$,
- \bar{P} est la pression moyenne en (Pa), définie comme étant la moyenne entre la pression atmosphérique et la pression appliquée à l'éprouvette soit $\bar{P} = P_0 + P = 2 \cdot P_0 + \text{surpression de di-azote}$,
- b est le coefficient directeur de la courbe $K_{app} = f\left(\frac{1}{\bar{P}}\right)$, il est appelé coefficient de Klinkenberg.

Cette équation sous-entend que sous une pression appliquée infinie, l'écoulement est uniquement visqueux, ce mouvement étant piloté par la perméabilité intrinsèque. La détermination de cette dernière correspondrait donc à mesurer le débit de gaz traversant l'échantillon sous une pression infinie. Comme cela est impossible d'un point de vue expérimental, nous représentons sur un graphique les différents couples $\left(K_{app}; \frac{1}{\bar{P}}\right)$ obtenus expérimentalement puis par régression linéaire de ces points, nous déduisons la perméabilité intrinsèque (ordonnée à l'origine de la droite), comme indiqué sur l'exemple de la Figure 105.

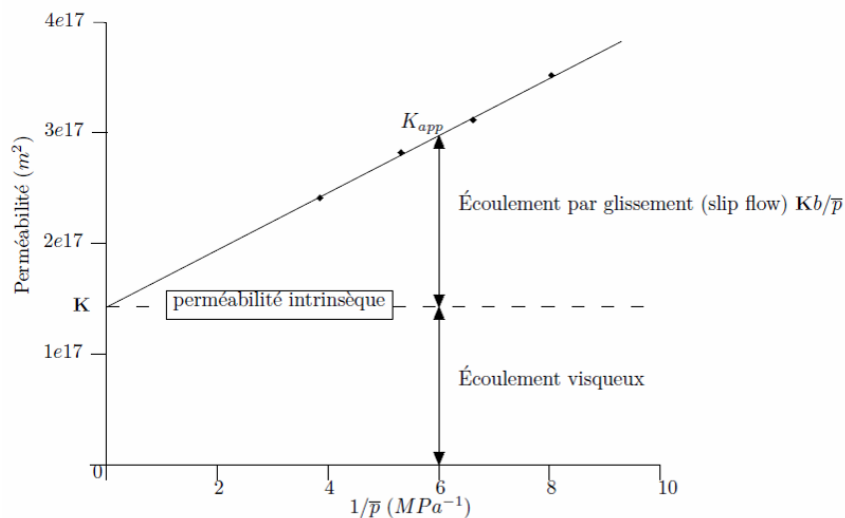


Figure 105 : exemple de détermination de la perméabilité intrinsèque du matériau selon l'approche de Klinkenberg à partir de 4 mesures de perméabilité apparente. Différenciation des types de mouvement du gaz selon (Dal Pont 2004).

Pour chaque type de béton et pour chaque traitement thermique (voir § 2.3.2, partie 2), nous avons choisi d'effectuer deux mesures de perméabilité apparente (soit deux niveaux de pression de di-azote sur la même éprouvette) afin de pouvoir déterminer la perméabilité intrinsèque. Dans la suite du document, toutes les valeurs de perméabilité présentées sont des perméabilités intrinsèques. Nous ne présentons pas dans le document les différentes mesures de perméabilité apparente ainsi que les différents calculs intermédiaires de la perméabilité intrinsèque.

2.3.2 Traitement thermique des éprouvettes

L'état de référence du matériau a été fixé à 80 °C. Cela correspond à un état sec du matériau (saturation nulle). Ce choix s'inspire des recommandations de l'AFREM et permet de s'affranchir de la forte dépendance de la perméabilité du béton à son degré de saturation. En effet, comme nous l'avons vu au § 1.3.2 (partie 2), les bétons de notre étude n'ont pas tous le même degré de saturation à l'issue de leur période de conservation. Il serait donc difficile de pouvoir comparer les résultats de perméabilité entre les bétons s'ils n'étaient pas pré séchés. Une fois de plus, la température de 80 °C a été retenue afin de ne pas déshydrater les CSH.

Les mêmes traitements thermiques que pour les essais de porosité ont été appliqués aux éprouvettes destinées à la mesure de la perméabilité, cf § 2.2.2 (partie 2). Malgré tout, la température d'essai de 600 °C a été ajoutée aux essais de perméabilité (avec un temps de palier de 6 heures).

Pour chaque béton et pour chaque température, trois éprouvettes ont été testées. Nous rappelons que deux niveaux de pression ont été appliqués sur chaque éprouvette afin de pouvoir déterminer sa perméabilité intrinsèque.

2.3.3 Résultats

Nous présentons sur le Tableau 27 la perméabilité intrinsèque (obtenue à partir de deux mesures de perméabilité apparente), des bétons en fonction du traitement thermique. L'évolution avec la température des perméabilités intrinsèques moyennes est portée sur la Figure 106.

Perméabilité intrinsèque (m ²)		80 °C	120 °C	250 °C	400 °C	600 °C
B40	ép.1	5.0 10 ⁻¹⁶	7.7 10 ⁻¹⁶	1.2 10 ⁻¹⁵	2.8 10 ⁻¹⁵	1.8 10 ⁻¹³
	ép.2	5.3 10 ⁻¹⁶	5.5 10 ⁻¹⁶	9.3 10 ⁻¹⁶	5.7 10 ⁻¹⁵	2.6 10 ⁻¹⁴
	ép.3	6.28 10 ⁻¹⁶	4.6 10 ⁻¹⁶		4.1 10 ⁻¹⁵	1.5 10 ⁻¹³
	moy	5.53 10⁻¹⁶	5.93 10⁻¹⁶	1.07 10⁻¹⁵	4.2 10⁻¹⁵	1.19 10⁻¹³
B40SC	ép.1	3.4 10 ⁻¹⁶	1.7 10 ⁻¹⁶	5.2 10 ⁻¹⁶	3.7 10 ⁻¹⁵	1.0 10 ⁻¹²
	ép.2	3.9 10 ⁻¹⁶	2.0 10 ⁻¹⁶	3.8 10 ⁻¹⁶	4.1 10 ⁻¹⁴	1.1 10 ⁻¹²
	ép.3	1.7 10 ⁻¹⁶	1.5 10 ⁻¹⁶	8.0 10 ⁻¹⁶	1.3 10 ⁻¹²	
	moy	3.0 10⁻¹⁶	1.73 10⁻¹⁶	5.67 10⁻¹⁶	4.48 10⁻¹³	1.05 10⁻¹²
B40F2	ép.1	2.5 10 ⁻¹⁶	2.6 10 ⁻¹⁶	3.8 10 ⁻¹⁵	2.7 10 ⁻¹⁴	6.9 10 ⁻¹⁴
	ép.2	2.6 10 ⁻¹⁶	4.2 10 ⁻¹⁶	1.0 10 ⁻¹⁴	2.0 10 ⁻¹⁵	3.2 10 ⁻¹⁴
	ép.3	2.3 10 ⁻¹⁶	2.4 10 ⁻¹⁶		1.6 10 ⁻¹⁶	7.8 10 ⁻¹³
	moy	2.47 10⁻¹⁶	3.07 10⁻¹⁶	6.9 10⁻¹⁵	9.72 10⁻¹⁵	2.94 10⁻¹³
B60	ép.1	2.1 10 ⁻¹⁶	2.6 10 ⁻¹⁶	4.9 10 ⁻¹⁶	2.0 10 ⁻¹⁴	2.8 10 ⁻¹⁴
	ép.2	1.7 10 ⁻¹⁶	1.2 10 ⁻¹⁶	5.91 10 ⁻¹⁶	2.2 10 ⁻¹⁴	2.5 10 ⁻¹⁴
	ép.3	1.2 10 ⁻¹⁶	1.8 10 ⁻¹⁶	2.9 10 ⁻¹⁶	4.1 10 ⁻¹⁵	1.7 10 ⁻¹⁴
	moy	1.67 10⁻¹⁶	1.87 10⁻¹⁶	4.57 10⁻¹⁶	1.54 10⁻¹⁴	2.33 10⁻¹⁴
B60F2	ép.1	1.3 10 ⁻¹⁶	1.0 10 ⁻¹⁶	5.2 10 ⁻¹⁵	2.4 10 ⁻¹⁴	5.9 10 ⁻¹⁴
	ép.2	2.0 10 ⁻¹⁶	1.7 10 ⁻¹⁶	3.7 10 ⁻¹⁵	3.1 10 ⁻¹⁵	1.0 10 ⁻¹³
	ép.3	1.4 10 ⁻¹⁶	5.4 10 ⁻¹⁷	2.9 10 ⁻¹⁶	5.1 10 ⁻¹⁵	2.6 10 ⁻¹⁴
	moy	1.57 10⁻¹⁶	1.08 10⁻¹⁶	3.06 10⁻¹⁵	1.07 10⁻¹⁴	6.17 10⁻¹⁴

Tableau 27 : perméabilité intrinsèque des bétons de l'étude en fonction du traitement thermique.

A l'état de référence (80 °C), les perméabilités intrinsèques s'échelonnent entre $5.53 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ pour le B40 et $1.57 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ pour le B60. Conformément aux mesures de porosité (voir § 2.2.3, partie 2), les bétons les plus compacts (B60 et B60F2) ont la perméabilité la plus élevée. Malgré tout, la confrontation avec les résultats de porosité n'est pas toujours évidente : bien que le B40 ait une porosité plus faible que le B40SC et le B40F2, sa perméabilité au gaz est plus élevée que ces deux derniers bétons.

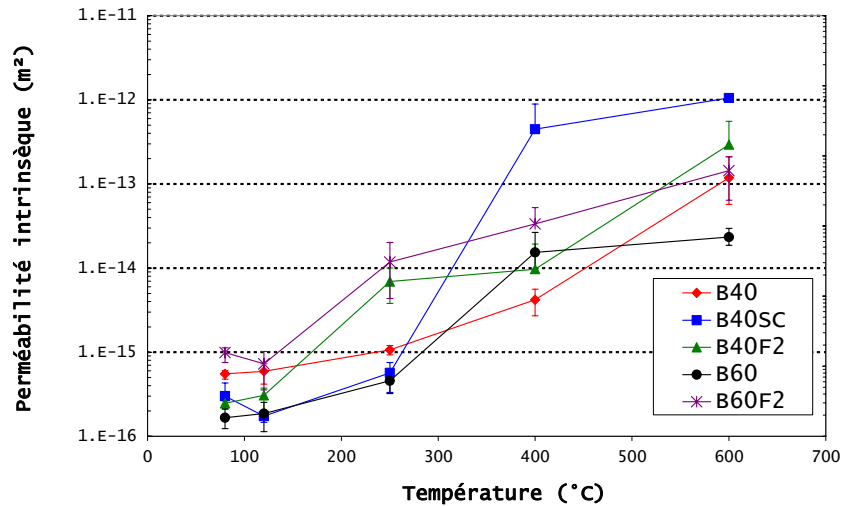


Figure 106 : évolution de la perméabilité intrinsèque des bétons en fonction de la température.

Pour tous les bétons, nous observons une augmentation plus ou moins importante de la perméabilité intrinsèque avec l'élévation de la température. Ceci est particulièrement notable à l'analyse de la Figure 107, où nous avons représenté l'évolution avec la température de la perméabilité intrinsèque relative. Cette dernière est définie comme étant le rapport entre la perméabilité déterminée à haute température par rapport à celle déterminée à l'état de référence (80 °C). Dans un premier temps, nous pouvons voir que la perméabilité des bétons est peu affectée par le chauffage jusqu'à la température de 120 °C, elle augmente essentiellement à partir de 250 °C.

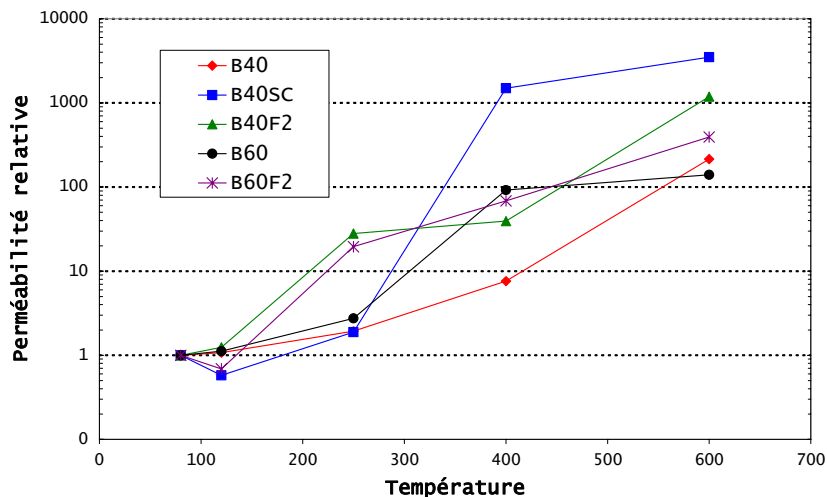


Figure 107 : évolution de la perméabilité intrinsèque relative des bétons en fonction de la température.

L'examen de la Figure 107 nous conduit aux observations suivantes :

- la perméabilité intrinsèque du B40 et du B60 sont affectées de la même façon par la température exceptée à la température de 250 °C où l'augmentation de la perméabilité est plus notable dans le cas du B60 (l'augmentation est environ dix fois plus importante que celle du B40). Nous attribuons ce phénomène à une plus forte dégradation de la microstructure du béton le plus dense du fait du chauffage. Ce résultat est en accord avec les analyses des mesures de porosité (§ 2.2.3, partie 2),
- l'effet de la température sur la perméabilité intrinsèque du B40 et du B40SC est identique jusqu'à la température de 250 °C. Au delà, l'effet de la température n'est plus du tout le même pour les deux bétons : à 400 °C, la perméabilité intrinsèque du B40SC est environ 1500 fois plus élevée que celle déterminée à l'état initial là où celle du B40 est seulement 8 fois plus élevée qu'à l'état initial. Nous expliquons cette différence de comportement par la nature des granulats utilisés dans la confection du béton. En effet, nous observons dans le cas du B40SC la création d'importantes fissures sous l'effet du chauffage, plus particulièrement autour des granulats siliceux (silex). Comme nous pouvons le voir sur la Figure 108, beaucoup moins de fissures sont créées dans le B40 sous l'effet du chauffage. Les fissures observées dans le B40SC sont autant de chemins de percolation aisés pour le gaz, ce qui explique les valeurs élevées de perméabilités intrinsèque déterminées. Nous rappelons que les mesures de porosité permettent également de noter une dégradation plus importante de la microstructure du B40SC à partir de 250 °C (§ 2.2.3, partie 2),

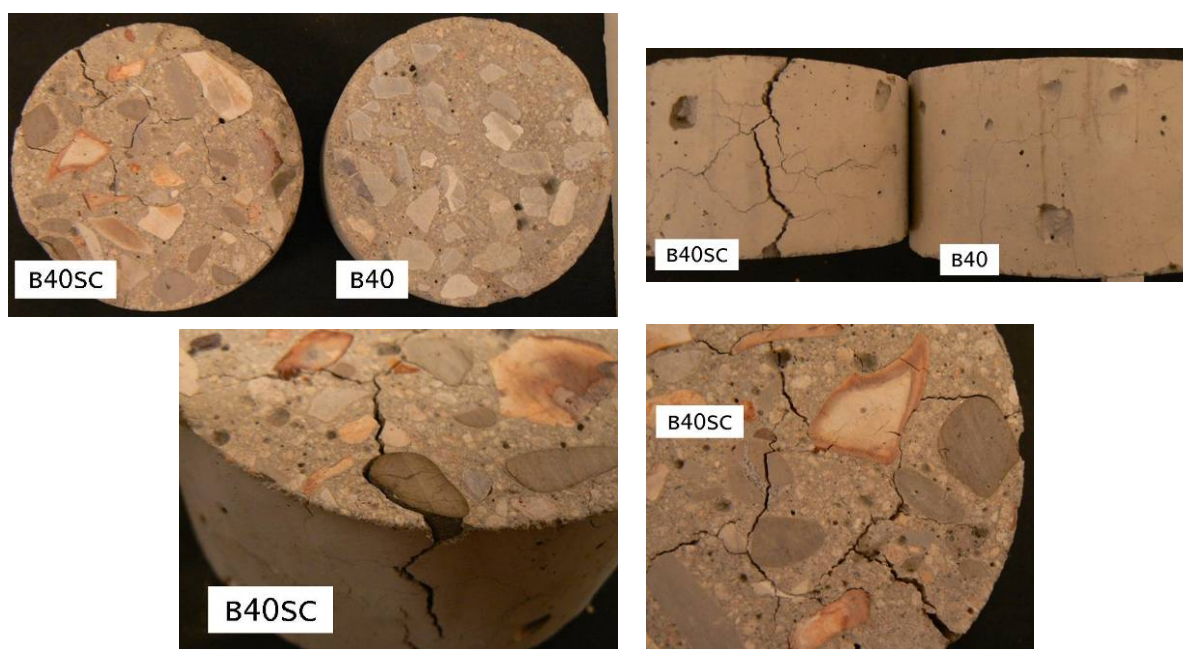


Figure 108 : observations visuelles des éprouvettes de mesure de perméabilité après traitement thermique à 400 °C, mise en évidence de l'influence de la nature des granulats sur la fissuration du matériau : en haut comparaison entre le B40SC et le B40. En bas, détails sur l'éprouvette de B40SC, forte localisation de fissures autour des silex.

- la perméabilité intrinsèque des deux bétons fibrés (B40F2 et B0F2) est affectée de façon quasiment identique avec la température. L'effet des fibres de polypropylène est particulièrement visible à partir de 250 °C, c'est-à-dire après leur fusion (estimée aux alentours de 170 °C). La Figure 109 représente l'évolution avec la température du rapport entre la perméabilité intrinsèque des

bétons fibrés (B40F2 et B60F2) et celle des bétons non fibrés (B40 et B60). L'analyse de cette figure nous permet de constater que l'ajout de fibres (en l'occurrence 2 kg par m³ de béton) augmente la perméabilité intrinsèque du béton une fois la fusion des fibres effectuée. Pour les deux bétons, l'effet de l'ajout de fibres est identique : il permet d'augmenter d'un rapport estimé à 7 la perméabilité intrinsèque des bétons. Ce phénomène est attribué d'une part à l'augmentation de la porosité des bétons due à la fusion des fibres (résultat également observé sur les mesures de porosité, voir § 2.2.3, partie 2), et d'autre part par la création possible de fissures autour des fibres, permettant de créer un réseau connecté.

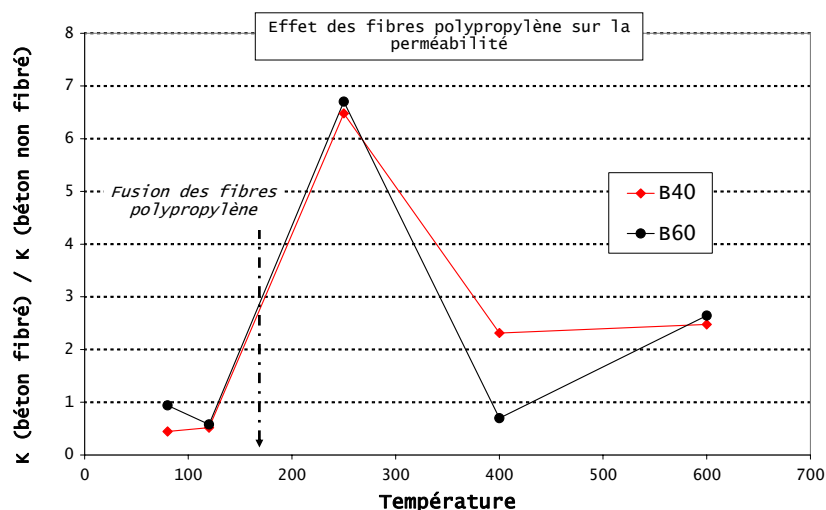


Figure 109 : effet des fibres de polypropylène sur la perméabilité intrinsèque du B40 et du B60. La courbe représente l'évolution avec la température du rapport de la perméabilité intrinsèque du béton fibré par rapport à celle du béton non fibré.

2.4 Propriétés thermiques

La connaissance des propriétés thermiques des bétons est primordiale dans l'étude du comportement à haute température des bétons. Elle doit permettre en particulier d'alimenter les modèles de comportement thermique et de simuler correctement le champ de température se développant dans un élément en béton sous n'importe quel type de chauffage. Pour notre analyse expérimentale des causes possibles d'instabilité thermique des bétons, les propriétés thermiques des différents bétons de l'étude déterminent en particulier l'importance du processus thermomécanique : par exemple une forte diffusivité thermique réduirait les gradients thermiques au sein d'un élément de béton, minorant par conséquent l'importance du processus thermomécanique.

2.4.1 Matériel expérimental

Les mesures des propriétés thermiques ont été réalisées lors d'un séjour d'un mois au laboratoire Suédois SP (Borås), au sein de sa division "Fire technology". Le matériel expérimental utilisé repose sur la méthode dite de "source plane transitoire" (Transient Plane Source en Anglais d'où le nom courant de méthode TPS). Cette méthode a été développée à l'Université de technologie de Chalmers (Göteborg, Suède) par (Gustafsson 1995).

Le mode opératoire consiste à placer un disque fin entre deux échantillons du matériau à tester, comme nous pouvons le voir sur la Figure 110. Ce disque, dénommé en Anglais "Hot

disk", est constitué d'une très fine spirale en nickel (épaisseur 10 μm) recouverte de deux fines couches de matériau électriquement isolant. Ce matériau isolant dépend de la température de l'essai :

- si la température d'essai est inférieure à 227 °C, la spirale est isolée par du kapton (film de polymère),
- si la température d'essai est comprise entre 227 °C et 727 °C, la spirale est isolée par du mica (minéral).



Figure 110 : principe de la mesure des propriétés thermiques selon la méthode "TPS" reposant sur la mise en place d'un disque fin entre deux éprouvettes du matériau à tester. A droite, photo de la mesure avec deux éprouvettes de béton.

Le disque agit à la fois comme une source de courant constant et comme un thermomètre résistif. La mesure débute lorsqu'un créneau de courant est appliqué au disque. Sous l'effet de ce courant, la température dans le disque augmente et la chaleur ainsi engendrée commence à diffuser au sein du matériau à tester. La résistance électrique du disque est enregistrée en continu et convertie en température par un logiciel (sous réserve de connaître la dépendance de la résistance électrique du disque en fonction de la température, ce qui est le cas du nickel constituant la spirale). L'augmentation de la température dans le disque dépendant des propriétés thermiques du matériau entre lequel il est placé, celles-ci peuvent être déduites par analyse inverse (utilisation d'un logiciel approprié). La conductivité thermique et la diffusivité thermique sont ainsi déterminées par le logiciel. La chaleur spécifique volumique est directement déterminée grâce à l'Eq. 9 du § 2.6 (partie 1). Ainsi, si le matériau a de bonnes propriétés isolantes (faible diffusivité thermique), la température dans le disque augmente rapidement sous l'application d'un créneau de courant électrique. A contrario, si le matériau est un bon conducteur thermique (diffusivité thermique élevée), l'augmentation de la température dans le disque sera moindre sous l'effet de la même sollicitation électrique.

Un gage de réussite de la mesure est d'avoir deux surfaces d'éprouvette suffisamment planes pour obtenir une surface de contact au niveau du disque avec la lame d'air la plus fine possible. Nous avons donc rectifié au lapidaire une face au moins des éprouvettes destinées à la mesure des propriétés thermiques. Ces éprouvettes sont des cylindres de diamètre 104 mm et de hauteur 50 mm. Elles sont prélevées par découpage d'une éprouvette de même diamètre et de hauteur 300 mm, en prenant soin de ne pas conserver les disques inférieurs et supérieurs de celle-ci (risque de ségrégation en partie inférieure et forte concentration de laitance en partie supérieure). Le choix du diamètre du disque de mesure est guidé par la taille de la plus grande hétérogénéité du matériau à tester : dans le cas du béton, celui-ci doit être au moins supérieur à la taille du plus gros granulats. Nous avons donc utilisé un disque de diamètre 29.52 mm (dimensions standard).

2.4.2 Traitement thermique des éprouvettes

Les essais de détermination des propriétés thermiques à haute température se déroulent selon le mode opératoire suivant :

- mesure des propriétés à température ambiante (20 °C) avec un disque isolé de kapton. L'éprouvette en béton ne subit pas de traitement thermique préalable, autrement dit elle conserve un état hydrique identique à celui de sortie de cure (voir § 1.3.2, partie 2),
- mise en place du corps d'épreuve avec un disque isolé de mica dans un four électrique,
- chauffage à la vitesse de 1 °C.min⁻¹ jusqu'à la température de mesure,
- maintien de la température de mesure durant un palier jugé suffisamment long pour garantir l'homogénéité thermo-hydrique de l'échantillon,
- 1^{ère} mesure des propriétés thermiques à chaud (température maintenue),
- deux autres mesures sont effectuées en respectant un intervalle entre elles d'une heure, ceci afin d'éviter que la chaleur engendrée par le passage du courant dans le disque perturbe le champ thermique de l'éprouvette,
- chauffage à la vitesse de 1 °C.min⁻¹ jusqu'à la température de mesure suivante et ainsi de suite.

Ce mode opératoire est schématisé sur la Figure 111. Afin de vérifier la bonne répétitivité des mesures (dépendant en majeure partie de l'homogénéité thermo-hydrique du matériau), nous rappelons que trois mesures sont effectuées par température sur la même éprouvette. Les valeurs présentées dans la suite du document sont les valeurs moyennes de ces trois mesures. Une seule éprouvette de chaque béton a été testée.

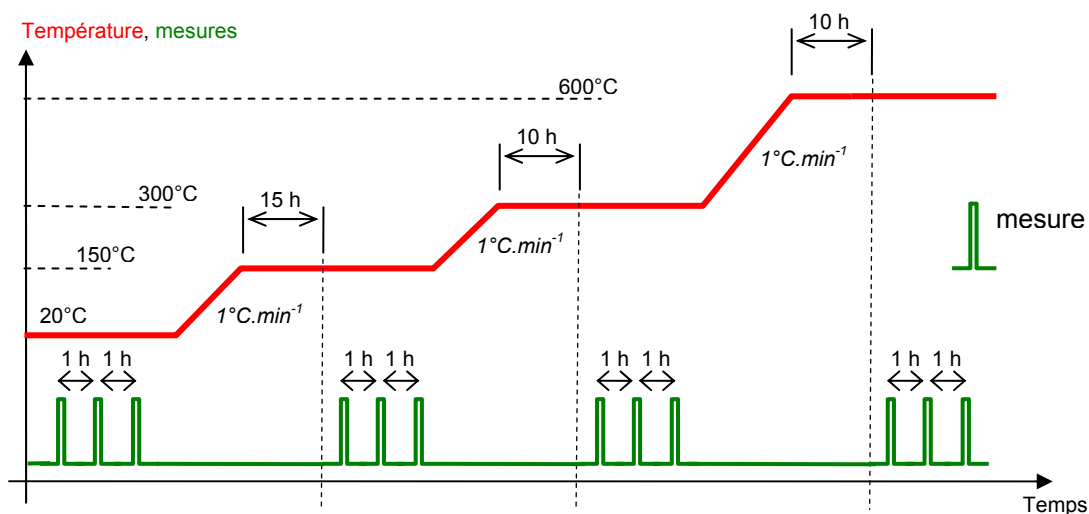


Figure 111 : cycle thermique des éprouvettes de mesure des propriétés thermiques.

Par ailleurs, il faut noter que cette méthode de mesure des propriétés thermiques du béton à haute température impose, sous la contrainte d'obtenir un champ thermo-hydrique homogène dans le matériau, de réaliser les mesures dans un état thermique stationnaire (obtenu grâce au palier de maintien de la température). Par conséquent, cette méthode de mesure ne permet pas de quantifier l'influence des différentes transformations physico-chimiques sur les propriétés thermiques du béton, et plus particulièrement sur sa chaleur spécifique. La chaleur spécifique déterminée selon l'Eq. 9 du § 2.6 (partie 1) doit donc être considérée comme une chaleur spécifique propre au matériau, ne prenant pas en compte les chaleurs latentes des différentes transformations physico-chimiques. Afin de connaître ces dernières, d'autres techniques expérimentales doivent être utilisées comme la calorimétrie

ou les analyses thermo-différentielles (ATD) et thermogravimétriques (ATG). Dans notre étude, afin d'évaluer les principales transformations physico-chimiques des bétons, nous avons choisi de mesurer de façon relativement simple la perte de masse de petites éprouvettes sous l'effet d'un chauffage transitoire, ces résultats sont présentés dans le § 2.5 (partie 2).

2.4.3 Résultats

Le Tableau 28 rassemble les mesures de conductivité thermique et de diffusivité thermique des bétons étudiés en fonction de la température d'essai. Nous rappelons que les valeurs présentées sont des moyennes de trois mesures espacées chacune d'une heure. La chaleur spécifique volumique est obtenue par simple utilisation de l'Eq. 9 du § 2.6 (partie 1). Les valeurs de masse volumique apparente présentées dans le tableau sont obtenues par extrapolation des résultats présentés au § 2.2.3, partie 2 (la valeur à 20 °C est prise égale à la masse volumique apparente déterminée après séchage à 80 °C, la valeur à 600 °C est considérée égale à celle à 400 °C), elles permettent de déterminer les valeurs de chaleur spécifique du matériau.

	20 °C	150 °C	300 °C	600 °C
Conductivité thermique ($W.m^{-1}.K^{-1}$)				
B40	2.55	1.97	1.45	1.21*
B40SC	2.34	1.94	1.54	0.97
B40F2	2.27	1.75	1.37	1.05*
B60	2.42	1.81	1.38	0.89
B60F2	2.34	1.80	1.63	0.97
Diffusivité thermique ($mm^2.s^{-1}$)				
B40	1.23	0.79	0.57	0.97*
B40SC	1.14	0.84	0.73	0.35
B40F2	1.15	0.69	0.51	0.69*
B60	1.00	0.76	0.43	0.30
B60F2	1.14	0.77	0.69	0.36
Chaleur spécifique volumique ($MJ.m^{-3}.K^{-1}$)				
B40	2.09	2.49	2.58	1.25*
B40SC	2.05	2.31	2.11	2.92
B40F2	1.98	2.53	2.67	1.53*
B60	2.42	2.38	3.27	3.14
B60F2	2.05	2.33	2.35	2.92
Masse volumique apparente ($kg.m^{-3}$)				
B40	2285	2292	2273	2245
B40SC	2221	2234	2183	2177
B40F2	2246	2222	2195	2207
B60	2364	2334	2315	2303
B60F2	2368	2360	2330	2321
Chaleur spécifique ($kJ.kg^{-1}.K^{-1}$)				
B40	0.91	1.09	1.14	0.56
B40SC	0.92	1.03	0.97	1.34
B40F2	0.88	1.14	1.22	0.69
B60	1.02	1.02	1.41	1.36
B60F2	0.87	0.99	1.01	1.26

Tableau 28 : propriétés thermiques des bétons de l'étude en fonction de la température. Les valeurs de masse volumique apparente sont obtenues par extrapolation des résultats présentés au 2.2.3. Les valeurs suivies d'un astérisque (*) correspondent à des mesures effectuées après refroidissement.

Comme indiqué dans le Tableau 28, certaines mesures ont été effectuées après refroidissement. En effet, nous avons rencontré une rupture du disque en mica (fragile) lors des mesures à 600 °C du B40 et du B40F2. Pour ces bétons et à cette température, les mesures correspondent donc à des valeurs résiduelles. L'évolution de la conductivité thermique avec la température est représentée sur la Figure 112.

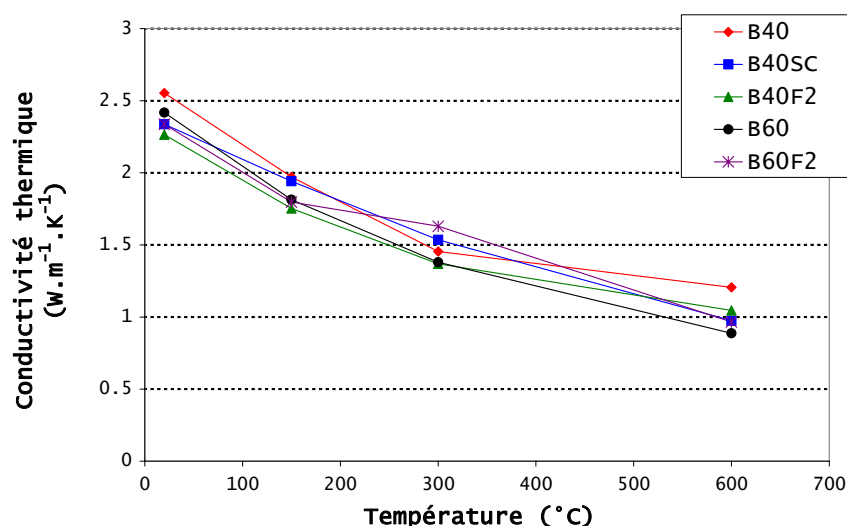


Figure 112 : évolution de la conductivité thermique des bétons de l'étude en fonction de la température (la valeur à 600 °C pour le B40 et le B40F2 ont été obtenues après refroidissement).

L'observation la plus visible sur la Figure 112 est le fait que les valeurs de la conductivité thermique, et son évolution avec la température, sont quasiment les mêmes pour tous les bétons. A température ambiante (20 °C), la conductivité thermique se situe entre 2 et 2.5 $W.m^{-1}.K^{-1}$, soit une valeur couramment rencontrée dans la littérature (voir § 2.6, partie 1, *Flynn 1999*). La conductivité thermique décroît de façon quasi linéaire jusqu'à atteindre la valeur de 1 $W.m^{-1}.K^{-1}$ à la température de 600 °C. Cette baisse peut s'expliquer par :

- le départ de l'eau, matériau à forte conductivité thermique, par séchage et déshydratation du matériau,
- la création de vides (volumes peu conducteurs de chaleur) du fait de l'augmentation de la porosité du matériau (voir § 2.2.3, partie 2) et l'apparition de fissures.

Nous ne notons pas d'influence de la nature des granulats sur la conductivité thermique. Ce résultat peut paraître en contradiction avec les résultats rencontrés dans la littérature. Cependant, nous attribuons ce phénomène à la très faible teneur en quartz (0.3 %) des granulats silico-calcaires utilisés dans la confection du B40SC (voir § 1.1.2, partie 2). En effet, comme nous l'avons vu dans le § 2.6 (partie 1), c'est en particulier le quartz qui est responsables de la forte conductivité thermique des granulats siliceux (*Bazant and Kaplan 1996*). Nous ne notons pas non plus d'influence des fibres de polypropylène sur la conductivité thermique. En s'appuyant sur le principe des lois de mélange (voir § 2.6, partie 1), nous attribuons ce phénomène à la très faible proportion volumique des fibres de polypropylène dans le béton (environ 2.2 ‰).

Enfin, nous pouvons penser que le refroidissement n'a pas d'effet sur la mesure de la conductivité thermique car la valeur obtenue à 600 °C pour le B40 et le B40F2 est équivalente à celle obtenue à la même température pour les autres bétons. De plus, la confrontation des mesures obtenues à chaud et après refroidissement a été faite sur le même matériel expérimental par (*Jansson 2004*), aboutissant à la même conclusion.

L'évolution de la diffusivité thermique avec la température est représentée sur la Figure 113.

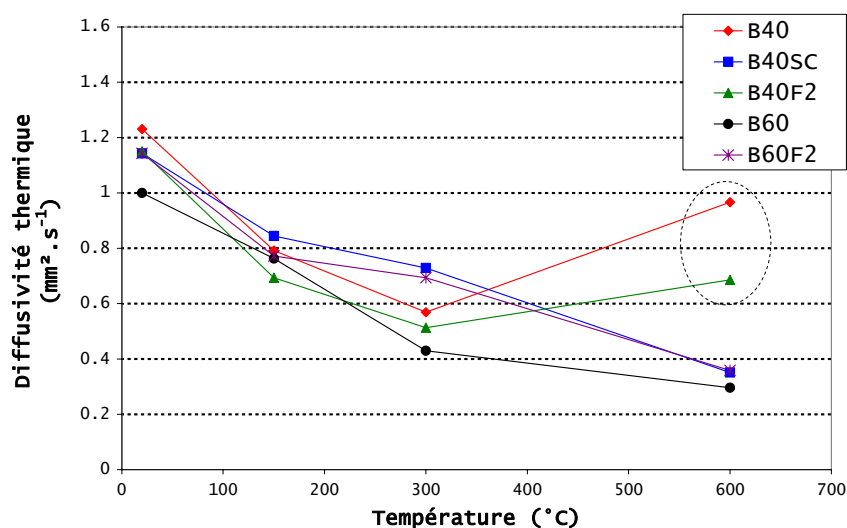


Figure 113 : évolution de la diffusivité thermique des bétons de l'étude en fonction de la température. Les points entourés par le cercle en pointillés correspondent à des valeurs mesurées après refroidissement.

De la même façon que la conductivité thermique, nous notons la même gamme de valeurs, et la même évolution avec la température, de la diffusivité thermique des bétons testés. A température ambiante, la diffusivité thermique des bétons se situe entre 1 et 1.2 mm².s⁻¹ puis décroît de façon quasi linéaire jusqu'à atteindre une valeur de l'ordre de 0.4 mm².s⁻¹ à 600 °C. Ces valeurs sont en accord avec les résultats couramment rencontrés dans la littérature (voir § 2.6, partie 1, *Bazant and Kaplan 1996*). La diminution de la diffusivité thermique avec la température peut à nouveau s'expliquer par le départ de l'eau, l'augmentation de la porosité et la formation de fissures au sein du matériau. Nous ne notons pas d'influence de la nature des granulats et des fibres de polypropylène sur la diffusivité thermique des bétons, pour les raisons précédemment décrites (faible proportion volumique de quartz et de fibres de polypropylène).

Une différence importante s'observe à 600 °C : les valeurs mesurées après refroidissement sont plus élevées que celles mesurées à chaud. Ce phénomène a été également observé par (*Jansson 2004*) en utilisant le même matériel expérimental. Aucune hypothèse n'est connue à ce jour pour expliquer le fait que le refroidissement influence uniquement la mesure de la diffusivité thermique alors qu'elle ne semble pas modifier celle de la conductivité thermique. Des essais complémentaires doivent être réalisés afin de s'assurer que les mesures à chaud à 600 °C de la diffusivité thermique des bétons B40 et B40F2 conduiraient à des résultats proches des autres formules de béton.

L'évolution de la chaleur spécifique avec la température est représentée sur la Figure 114.

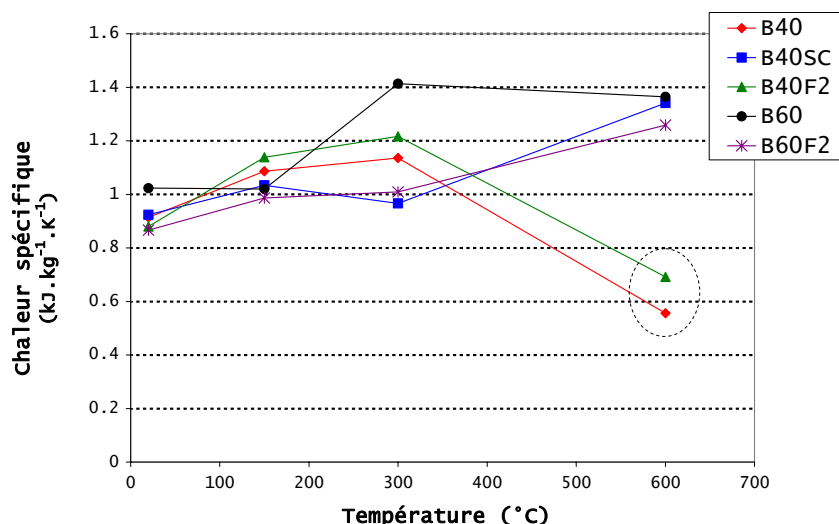


Figure 114 : évolution de la chaleur spécifique des bétons de l'étude en fonction de la température. Les points entourés par le cercle en pointillés correspondent à des valeurs mesurées après refroidissement.

A température ambiante, la chaleur spécifique des bétons se situe autour de $1 \text{ kJ.kg}^{-1}.\text{K}^{-1}$. Avec l'élévation de la température, la chaleur spécifique des bétons croît jusqu'à atteindre une valeur de l'ordre de $1.3 \text{ kJ.kg}^{-1}.\text{K}^{-1}$ à 600 °C . Ces valeurs sont comparables à celles habituellement rencontrées dans la littérature. Du fait de l'influence du refroidissement uniquement sur la diffusivité thermique, et non pas sur la conductivité thermique, les valeurs de chaleur spécifique déduites après refroidissement sont plus faibles que celles mesurées à chaud à 600 °C .

Exceptés les écarts induits par le type de mesure (à chaud ou après refroidissement), le résultat important qui se détache de cette étude est le fait que les bétons testés ont sensiblement les mêmes propriétés thermiques sur la gamme de température $20 - 600 \text{ °C}$. Ceci est primordial dans l'étude des risques d'instabilité thermique car les gradients thermiques engendrés par un chauffage violent seront du même ordre dans les différents bétons de l'étude.

2.5 Perte de masse transitoire

Comme nous l'avons évoqué dans le précédent paragraphe, les mesures des propriétés thermiques sont insuffisantes pour correctement simuler le champ thermique d'un élément en béton chauffé par un feu par exemple. En effet, le mode opératoire retenu (méthode TPS) impose l'homogénéité thermo-hydrrique de l'échantillon avant la mesure, ce qui a pour conséquence de ne pas prendre en compte l'effet des différentes transformations physico-chimiques prenant place dans le béton lors d'un chauffage. Or ces dernières peuvent consommer une part importante de l'énergie sous forme de chaleur latente et peuvent ainsi perturber la diffusion de la chaleur au sein du matériau. Par exemple, une réaction fortement endothermique aurait pour conséquence de ralentir la diffusion de la chaleur, engendrant par conséquent de plus grands gradients thermiques au sein de l'élément.

Durant les travaux de cette thèse, nous n'avons pas eu accès à un équipement expérimental permettant d'isoler les différentes transformations physico-chimiques et d'évaluer l'énergie nécessaire à leur déroulement (calorimétrie, ATD / ATG). Nous nous sommes donc inspirés de la méthode d'analyse thermogravimétrique que nous avons adaptée aux moyens expérimentaux disponibles : l'essai proposé repose sur la mesure en continu de la perte de masse d'une éprouvette à taille réduite sous chauffage transitoire lent (1 °C.min^{-1}).

2.5.1 Matériel expérimental

Les essais de mesure de la perte de masse ont été réalisés lors d'un séjour d'un mois au laboratoire Suédois SP (Borås), au sein de sa division "Fire technology". Ils consistent à placer une éprouvette cylindrique de diamètre 104 mm et de hauteur 50 mm à l'intérieur d'un four électrique constitué d'éléments radiants circulaires (Figure 115). Durant toute la durée de l'essai, l'éprouvette est placée dans une nacelle métallique perforée, elle-même suspendue à une balance électronique. Le dispositif est conçu de façon à ce qu'aucun contact ne soit possible entre l'ensemble "nacelle – éprouvette – fil de suspension" et les parois du four. La balance est fixée sur un cadre métallique rigide afin de minimiser les bruits de mesure dus aux vibrations du laboratoire ; elle est connectée à un ordinateur durant l'essai afin de mesurer la perte de masse en continu. Quatre thermocouples sont placés à proximité de la surface de l'éprouvette (en évitant les contacts). Ils permettent de réguler le chauffage du four et leurs signaux sont également enregistrés en continu par l'ordinateur. Les températures portées sur les figures suivantes proviennent donc de ces thermocouples.

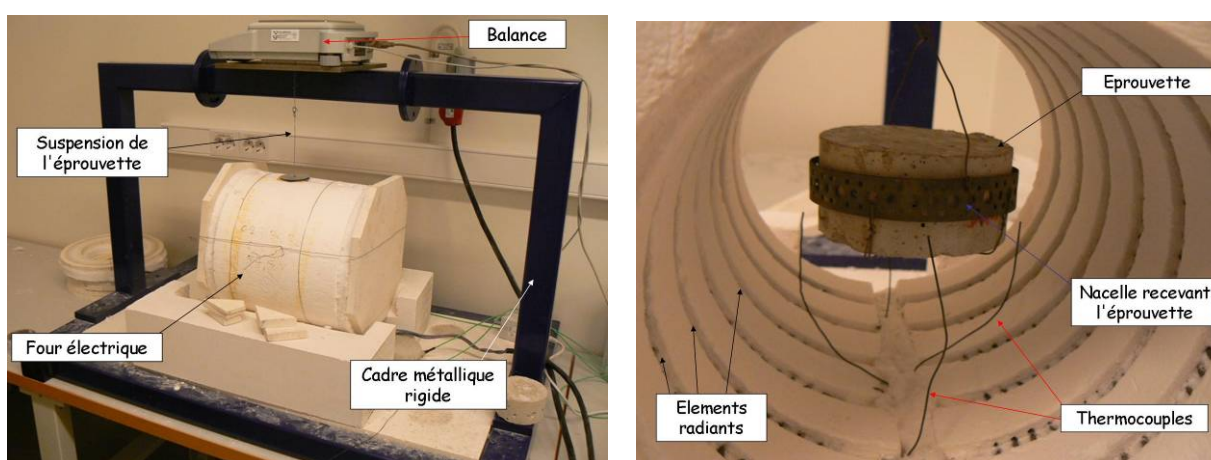


Figure 115 : dispositif expérimental de mesure de la perte de masse sous chauffage transitoire.

2.5.2 Traitement thermique des éprouvettes

Après mesure de la masse initiale de l'éprouvette, le four est réglé pour atteindre 600 °C à la vitesse de 1 °C.min⁻¹. Une fois cette température atteinte, l'essai est stoppé. Deux éprouvettes par type de béton ont été testées afin de s'assurer de la bonne répétitivité de l'essai. Par souci de clarté, les résultats d'un seul des deux essais sont présentés dans les figures suivantes.

2.5.3 Résultats

Nous définissons le ratio de perte de masse de l'éprouvette $r(T)$ durant le chauffage selon l'Eq. 23.

$$r(T) = \frac{m_0 + dm(T)}{m_0} \quad \text{Eq. 23}$$

Avec :

- m_0 la masse initiale de l'éprouvette en (g),
- $dm(T)$ la variation de masse en (g) enregistrée par la balance durant l'élévation de la température.

De même, nous définissons le taux de perte de masse $\tau(T)$ de l'éprouvette selon l'Eq. 24.

$$\tau(T) = \frac{d r(T)}{dT} \quad \text{Eq. 24}$$

Du fait du nombre important de points expérimentaux (acquisition toutes les 5 secondes soit environ 7000 mesures), la dérivée de l'Eq. 24 est calculée par une technique dite de moyenne mobile.

La Figure 116 présente l'évolution avec la température du ratio de perte de masse $r(T)$ et du taux de perte de masse $\tau(T)$ des bétons testés.

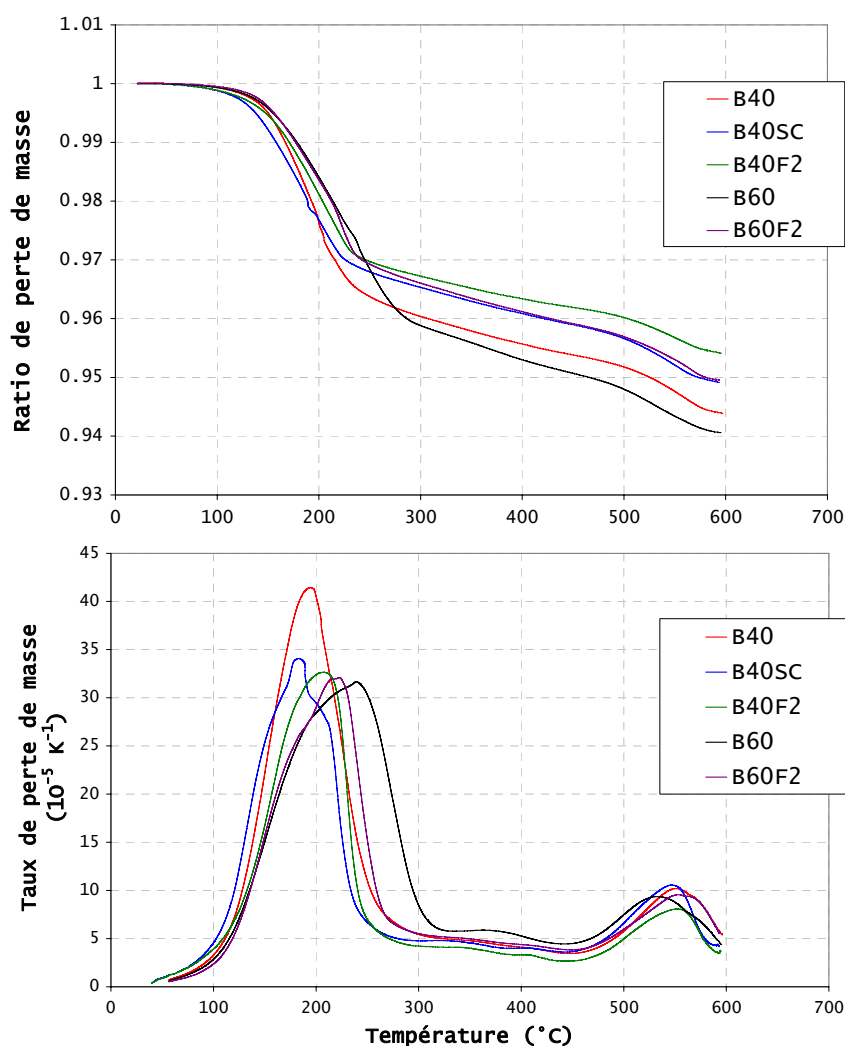


Figure 116 : en haut, évolution avec la température du ratio de perte de masse. En bas, évolution avec la température du taux de perte de masse.

Pour tous les bétons, nous observons :

- une importante perte de masse entre 100 et 250 °C, avec un taux de perte de masse maximal autour de 200 °C. Cette perte de masse représente la moitié de la quantité totale de matière perdue par l'éprouvette sur la durée de l'essai. Nous attribuons cette perte de masse au séchage du matériau (départ de l'eau libre) et au départ de déshydratation des CSH,
- une perte de masse à taux constant et faible entre 250 et 450 °C. Cette phase correspond à la poursuite de la déshydratation des CSH, que l'on peut

considérer achevée autour de 400 °C (voir figure 21, § 2.2, partie 1, et *Castellote, Alonso et al. 2004*),

- une deuxième accélération de la perte de masse à partir de 450 °C, que l'on peut attribuer à la décomposition de la Portlandite. Cette transformation se manifeste par une perte de masse moins importante que celle accompagnant le départ de l'eau libre et la déshydratation des CSH. Nous pouvons considérer que la décomposition de la Portlandite s'achève à 600 °C.

Le matériel expérimental utilisé se veut relativement simple, il nous permet de mesurer les pertes de masse dues principalement au départ de l'eau (sous toutes ses formes). Malgré tout, en s'inspirant des résultats de la littérature (et plus particulièrement ceux présentés au § 2.2, partie 1), nous avons pu isoler les deux transformations physico-chimiques les plus importantes prenant place au sein du matériau dans la gamme de température testée :

- d'une part le séchage du matériau (départ de l'eau libre) et la déshydratation des CSH entre 100 et 250 °C. Ces deux transformations consomment respectivement 290 MJ.m⁻³ de béton et 20 MJ.m⁻³ de béton selon (*Schneider 1981*),
- d'autre part la décomposition de la Portlandite entre 450 et 600 °C, qui consomme 40 MJ.m⁻³ de béton selon (*Schneider 1981*).

En plus d'utiliser les résultats des mesures des propriétés thermiques (§ 2.4.3, partie 2), nous conseillons donc de prendre en compte l'effet des deux transformations physico-chimiques décrites ci-dessus dans le cadre de simulations thermiques. Cela peut se faire par exemple en choisissant une chaleur spécifique appropriée. *Il est à noter que l'évolution de la chaleur spécifique donnée dans l'Eurocode 2 permet de prendre en compte uniquement la consommation d'énergie due au séchage du matériau et à la déshydratation des CSH, et non celle due à la déshydratation de la Portlandite.*

Par ailleurs, nous n'observons pas d'éventuelle perte de masse complémentaire vers 570 °C pouvant correspondre à la transformation du quartz du fait de la très faible proportion (et même nulle dans la plupart des cas) de ce minéral dans les granulats utilisés. Nous rappelons également que la décomposition du carbonate de calcium (s'accompagnant généralement d'une forte perte de masse par dégagement de CO₂) se déroule vers 700 °C et n'est donc pas mesurable par nos essais.

Nous observons les mêmes transformations pour les cinq bétons testés. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'ils sont fabriqués à partir des mêmes matières premières. En revanche, la dimension du corps d'épreuve confère à l'essai un aspect structurel dans le sens où le départ de l'eau du matériau peut également s'effectuer vers l'intérieur de l'éprouvette (contrairement à un véritable essai de type ATG effectué sur un très faible volume de poudre du matériau à tester). Cet aspect rend la comparaison des comportements entre les différents types de bétons difficile.

2.6 Propriétés mécaniques à haute température

La connaissance des propriétés mécaniques à haute température doit permettre de simuler correctement le comportement global d'une structure en béton soumise à un incendie. Dans l'étude des causes possibles des instabilités thermiques, le comportement mécanique à haute température influence directement le processus thermomécanique. Enfin, son influence sur le processus thermo-hydrique n'est certainement pas négligeable car comme nous l'avons vu aux § 2.5 (partie 1) et 2.3.3 (partie 2), les propriétés de transfert dépendent fortement de l'état d'endommagement du matériau (*Choinska, Khelidj et al. 2007*).

2.6.1 Matériel expérimental

Le matériel expérimental utilisé dans cette étude a été développé au CSTB, au cours de la thèse d'Isabela Gaweska-Hager (*Hager 2004*). Il s'agit d'un matériel expérimental ayant fait ses preuves lors de nombreux travaux de recherche ces dernières années, et qui s'inspire des recommandations de la RILEM. Celles-ci ont permis entre autre de guider les concepteurs du matériel dans le choix de la taille des éprouvettes, du type de chauffage et du système de mesure des déformations.

➤ Géométrie et instrumentation des éprouvettes

Les essais mécaniques à haute température sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 104 mm et de hauteur 300 mm. Le diamètre de l'éprouvette est réduit par rapport à des éprouvettes classiques afin d'obtenir une meilleure homogénéité thermique lors du chauffage. Grâce à ce choix, (*Hager 2004*) a montré que l'écart maximal entre le cœur et la surface de l'éprouvette était de l'ordre de 50 °C quand l'éprouvette est chauffée à 600 °C à la vitesse de 1 °C.min⁻¹. D'un autre côté, le diamètre de l'éprouvette est suffisant pour considérer le corps d'épreuve comme représentatif du matériau (dans notre cas, le diamètre de l'éprouvette est plus de trois fois supérieur à la dimension du plus gros granulat). L'élanement de l'éprouvette est égal à 3 (alors qu'il est plus proche de 2 lors d'essais mécaniques classiques) afin de minimiser le refroidissement de l'éprouvette en partie centrale (zone de mesure des déformations) dû au contact avec les plateaux métalliques de la presse.

Trois thermocouples de type K sont répartis le long d'une des génératrices de l'éprouvette. Ils sont collés à la surface de l'éprouvette par l'intermédiaire d'un ruban adhésif en aluminium puis sertis autour de l'éprouvette par un fin fil métallique capable de résister à des températures élevées. Le but de ces thermocouples est à la fois de permettre la régulation du four et aussi d'enregistrer via une centrale d'acquisition la température en surface de l'éprouvette lors d'un essai.

➤ Système de chauffage

L'éprouvette est placée dans un four électrique cylindrique creux. Le chauffage s'effectue par l'intermédiaire de trois colliers chauffants uniformément répartis sur la hauteur du four (voir Figure 117). Chaque collier est piloté indépendamment en fonction de la température mesurée par le thermocouple situé à la même côte sur l'éprouvette. Ceci permet de réduire les gradients thermiques à l'intérieur du four le long de l'axe longitudinal. Un tube en acier réfractaire est placé entre les colliers chauffants et l'éprouvette pour uniformiser par rayonnement le flux de chaleur transmis à l'éprouvette. Le rendement thermique du four est de plus amélioré par l'ajout d'un isolant (laine de roche) dans l'enceinte du four (Figure 117).

➤ Système de mesure des déformations longitudinales

Le système de mesure des déformations longitudinales de l'éprouvette s'inspire de l'extensomètre mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Il consiste à mesurer le déplacement relatif de deux anneaux indépendants fixés perpendiculairement aux génératrices de l'éprouvette. Le maintien de chaque anneau à la surface de l'éprouvette est assuré par trois pointeaux métalliques disposés à 120° l'un de l'autre dans un plan horizontal (Figure 117). Le bon contact du pointeau avec la surface de l'éprouvette est garanti par un ressort ; chaque pointeau est de plus guidé dans un palier à billes afin de réduire les mouvements parasites. La mesure du déplacement relatif des deux anneaux de l'extensomètre est effectuée par trois capteurs de type LVDT L2P, espacés également de 120° l'un de l'autre sur un plan horizontal. Leur résolution est de ± 1 µm pour une étendue de mesure de ± 1 mm.

Afin de protéger les capteurs de la température, et d'éviter ainsi les erreurs de mesure, les deux anneaux de l'extensomètre sont creux, pour permettant ainsi la circulation d'eau froide durant l'essai.

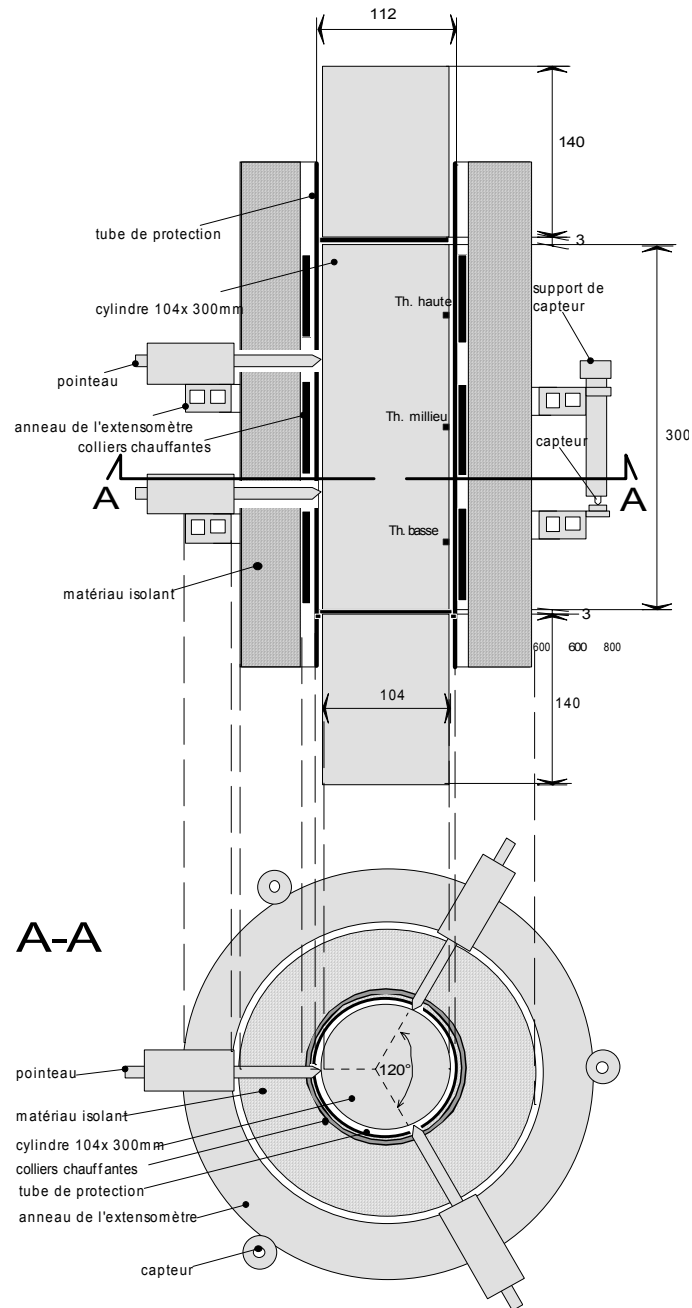


Figure 117 : schéma du dispositif de mesure des propriétés mécaniques à haute température développé par (Hager 2004).

➤ Système de mesure des déformations radiales

Afin d'étendre le système de mesure des déformations à la mesure des déformations radiales de l'éprouvette, un nouveau dispositif a été développé dans le cadre de cette étude. Il consiste à mesurer à l'extérieur de l'enceinte du four le déplacement radial de la surface de l'éprouvette. Ceci est possible par l'intermédiaire de trois tiges cylindriques métalliques. Ces tiges sont espacées de 120° l'une de l'autre sur un plan horizontal (le même plan que les

pointeaux équipant l'anneau supérieur de l'extensomètre). L'axe des tiges est donc aligné avec un rayon de l'éprouvette (Figure 118).

Les trois tiges traversent le four et sont guidées par des paliers à billes fixés sur l'anneau supérieur de l'extensomètre. L'extrémité des tiges qui se situe à l'extérieur du four est équipée d'une plaque en aluminium. Cette plaque est collée perpendiculairement à l'axe des tiges, elle sert de support de mesure à trois capteurs de type LVDT L2R (précision $\pm 1 \mu\text{m}$, étendue de mesure $\pm 1 \text{ mm}$). Un collier élastique est placé entre les plaques en aluminium et les paliers à billes afin de garantir un contact permanent des tiges avec la surface de l'éprouvette. L'extrémité des tiges en contact avec l'éprouvette est usinée avec un grand rayon de courbure afin d'obtenir un contact ponctuel et ainsi diminuer la flexion possible de la tige (Figure 118).

Afin de réduire les déformations parasites engendrées par le chauffage, les tiges sont en INVAR[®], alliage industriel de fer et de nickel au coefficient de dilatation faible (1.10^{-5} K^{-1} à 600 °C).

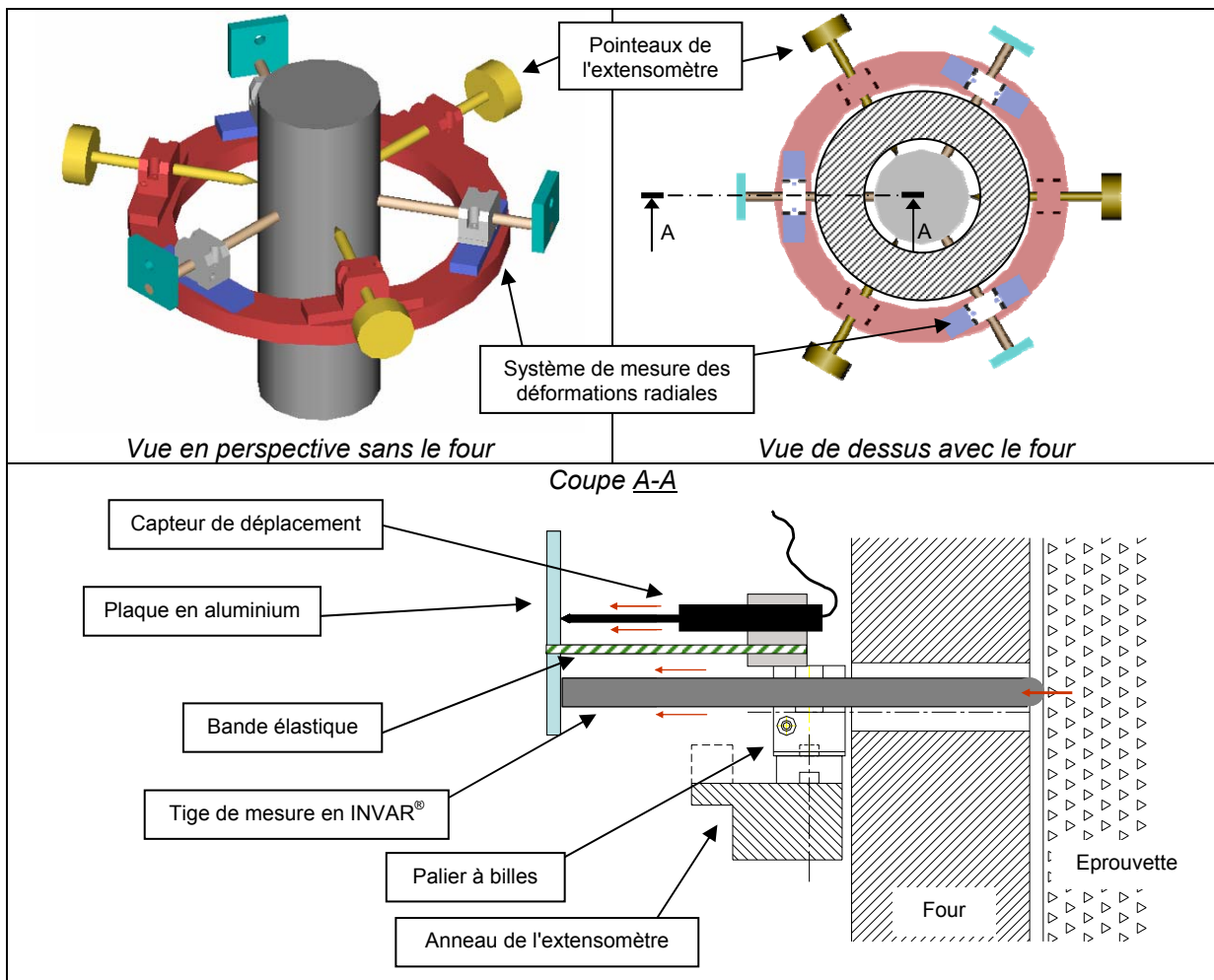


Figure 118 : schéma de principe du système de mesures des déformations radiales à haute température.

➤ Chargement mécanique

L'ensemble expérimental "éprouvette – four – système de mesures des déformations longitudinales et radiales" possède des dimensions lui permettant d'être placé entre les deux plateaux d'une presse hydraulique, comme nous pouvons le voir sur la Figure 119. Ceci permet de réaliser des essais mécaniques :

- en régime stationnaire de température : étude des propriétés mécaniques à chaud (courbes de contrainte / déformation, résistance en compression, module d'élasticité, coefficient de Poisson) et fluage à chaud,
- en régime transitoire de température : étude de la dilatation thermique sous charge (essai permettant de mettre en évidence le phénomène de DTT, voir § 2.7.4, partie 1).

La presse utilisée a une capacité de 5000 kN. L'effort est appliqué sur l'éprouvette par l'intermédiaire de deux casques cylindriques métalliques. Les essais sont pilotés en force à la vitesse de 5 kN.s^{-1} (soit $\approx 0.5 \text{ MPa.s}^{-1}$).



Figure 119 : vue du système expérimental complet de mesure des propriétés mécaniques à haute température des bétons.

➤ Vérification du matériel expérimental

Pour valider la technique de mesure des déformations, nous avons utilisé une éprouvette de référence constituée d'un alliage d'aluminium et de magnésium (appellation industrielle : aluminium 5083). Les propriétés de ce matériau sont constantes de 20 °C à 250 °C. Le module d'élasticité est de 71 GPa, le coefficient de Poisson est de 0.33 et le coefficient de dilatation thermique est de $23.9.10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

↳ Vérification par un essai de compression uniaxiale

Dans un premier temps, nous avons réalisé 4 essais de compression uniaxiale à température ambiante (20 °C). Nous avons appliqué 3 cycles de chargement à 500 kN à la vitesse de 5 kN.s⁻¹ avec 10 s de maintien de charge. Une des courbes contrainte / déformation obtenue est portée sur la Figure 120. Les trois autres essais ont montré des résultats similaires.

Nous observons une bonne correspondance entre les valeurs mesurées et les valeurs théoriques (moins de 3% d'écart sur l'ensemble des valeurs). Une fois complété, le système de mesure, déjà reconnu pour la validité des mesures des déformations longitudinales, s'avère également valide pour les déformations radiales. De plus, les mesures ne présentent pratiquement pas d'effet hystérétique lors des trajets de déchargement, ce qui démontre la validité du dispositif pour des essais cycliques. Enfin, nous avons pu constater que les essais étaient reproductibles.

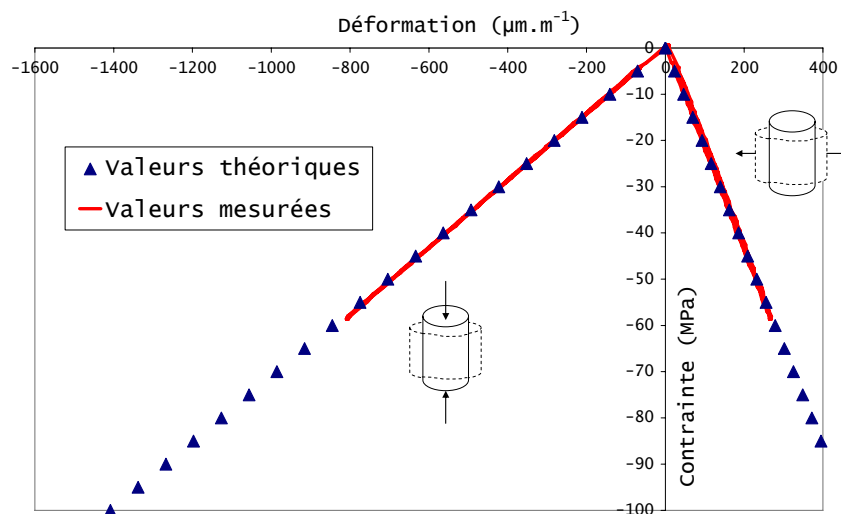


Figure 120 : essai de compression cyclique. Les valeurs théoriques (triangles) sont calculées grâce aux propriétés connues de l'éprouvette de référence (module d'élasticité et coefficient de Poisson).
Nb : les déformations négatives correspondent à la contraction du matériau, les déformations positives correspondent à une expansion (ou gonflement) du matériau.

↳ Vérification par un essai de dilatation thermique libre

Dans un second temps, nous avons soumis l'éprouvette de référence à une élévation de température jusqu'à 250 °C à la vitesse de 1 °C.min⁻¹. Après un palier de stabilisation de 1h, nous avons laissé l'éprouvette se refroidir. Durant ce cycle de chauffage-refroidissement, nous avons mesuré les déformations thermiques longitudinales et radiales de l'éprouvette. Nous portons sur la Figure 121 les résultats obtenus. Nous faisons l'hypothèse que la dilatation thermique de l'éprouvette d'alliage est parfaitement isotrope et réversible.

Nous observons une bonne correspondance entre les valeurs que nous mesurons et les valeurs de déformations théoriques. Ceci est vérifié jusqu'à une température de 250 °C. La phase de refroidissement a été enregistrée et nous observons relativement peu de déformations résiduelles (résultat attendu du fait que le matériau ne présente pas de transformation dans la gamme de température de l'essai).

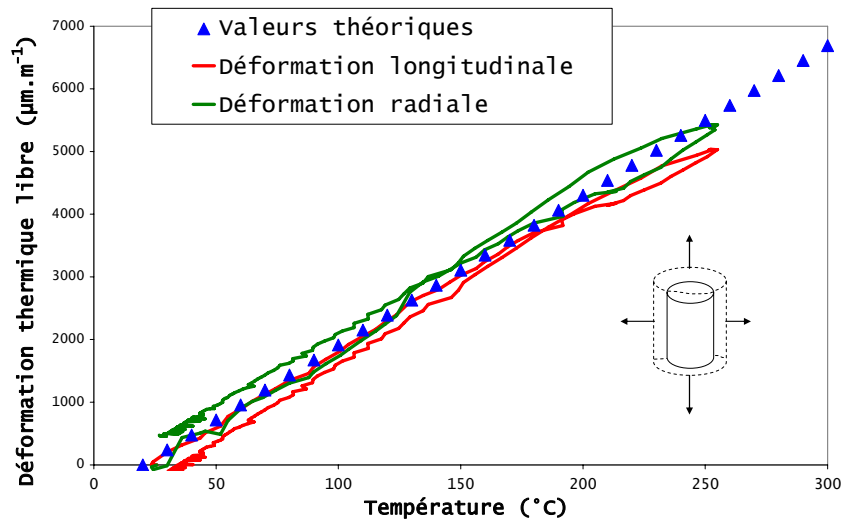


Figure 121 : essai de dilatation thermique. Les valeurs théoriques (triangles) sont calculées grâce aux propriétés connues de l'éprouvette de référence (coefficient de dilatation thermique). *Nb : les déformations positives correspondent à une expansion (ou gonflement) du matériau.*

2.6.2 Programme expérimental

Nous avons bâti notre programme expérimental en nous inspirant de l'expression de la déformation totale ε d'un élément en béton chauffé, que nous rappelons ci-dessous (Anderberg and Thelandersson 1976) :

$$\varepsilon = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad \text{Eq. 25}$$

Nous avons donc tenté d'étudier chaque composante de déformation séparément. Les modalités des essais associées à la détermination de ces différentes composantes sont schématisées sur la Figure 122. Deux campagnes d'essais ont été effectuées, chacune revêtant des ambitions différentes :

- une première série d'essais (cadre bleu sur la Figure 122) conduits jusqu'à la température de 600 °C (limite de l'équipement expérimental), visant à comparer le comportement mécanique à haute température des bétons de l'étude. L'influence de quelques paramètres entrant dans la formulation des bétons peut ainsi être analysée,
- une deuxième série d'essais (cadre orange sur la Figure 122) dont le but est de contribuer à l'étude des origines possibles du phénomène de déformation thermique transitoire (DTT). Ces essais sont uniquement conduits sur le B40 jusqu'à une température de 400 °C. Cette température a été choisie dans ce cadre d'essais car elle semble correspondre à une possible séparation de mécanismes pouvant être à la base de la DTT (pour rappel du contexte scientifique, voir § 2.7.4, partie 1 et Hager 2004).

Les objectifs des essais présentés sur la Figure 122 sont les suivants :

- essai **Méca_①** : détermination de la courbe de dilatation thermique libre des bétons et de la déformation résiduelle (après refroidissement) + détermination de la résistance en compression résiduelle (après refroidissement),
- essai **Méca_②** : détermination de la courbe de dilatation thermique libre + résistance en compression à chaud (à 600 °C). Des essais complémentaires ont été réalisés sur le B40 : détermination des propriétés mécaniques à chaud à 120, 250 et 400 °C ainsi qu'un essai à 120 °C réalisé sur une éprouvette étanchée (recouverte d'un film aluminium durant l'essai),

- essai **Méca_③** : détermination de la courbe de déformation thermique sous application d'une charge correspondant à 20 % de la résistance en compression à température ambiante du matériau. Cette donnée permet d'estimer la DTT des bétons. Le fait de réaliser une compression jusqu'à rupture de l'éprouvette à la fin de l'essai permet de déterminer l'influence de la précharge mécanique sur propriétés mécaniques du béton,
- essai **Méca_④** : détermination de la courbe de déformation thermique sous application d'une charge correspondant à 40 % de la résistance en compression à température ambiante du B40,
- essai **Méca_⑤** : détermination du fluage du B40 à différentes températures. La durée de l'essai est volontairement courte (10 h) afin de pouvoir confronter les résultats aux courbes de DTT,
- essai **Méca_⑥** : détermination du fluage du B40 à une température inférieure à celle d'un prétraitement thermique puis essai à une température supérieure à celle du prétraitement. Cet essai a pour but d'étudier une éventuelle influence de l'état hydrique de l'éprouvette sur la déformation de fluage.

Le programme expérimental complet est présenté sur le Tableau 29.

<i>nb d'essais</i>	B40	B40SC	B40F2	B60	B60F2
essai Méca_①	1	1			
essai Méca_② _ 600 °C (+ 2 essais préliminaires à 20 °C pour chaque béton)	1	1	1	1	1
essai Méca_② _ 120, 250 et 400 °C	3				
essai Méca_② _ 120 °C étanché	1				
essai Méca_③	1	1	1	1	1
essai Méca_④	1				
essai Méca_⑤	4 (20, 120, 250 et 400 °C)				
essai Méca_⑥	2 (120 et 400 °C)				

Tableau 29 : programme détaillé des essais mécaniques à haute température.

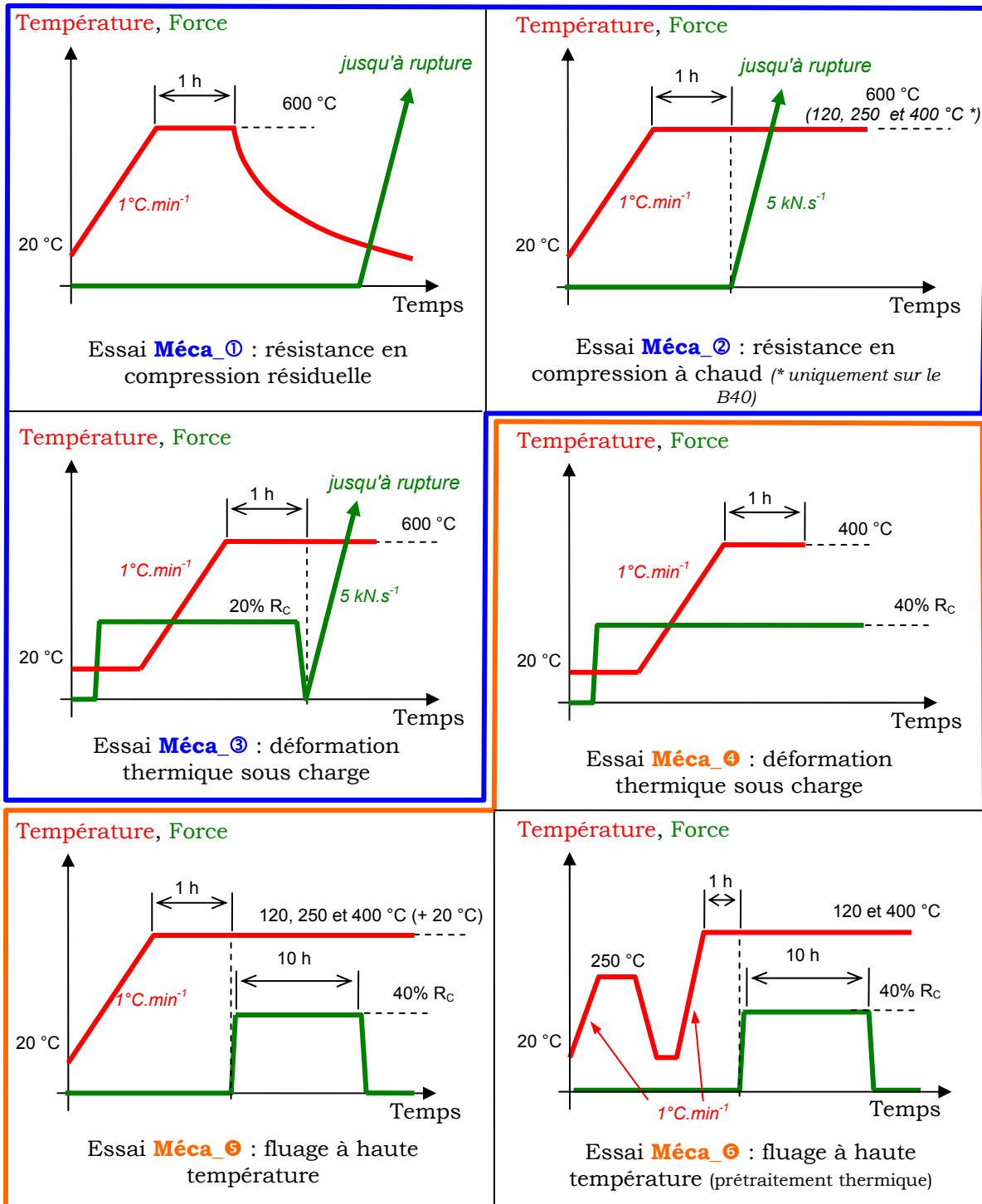


Figure 122 : modalités des essais mécaniques à haute température. Deux campagnes d'essais distinctes sont menées : analyse de l'influence de quelques paramètres de formulation à partir des bétons de l'étude (cadre bleu) et contribution à l'explication de la DTT (cadre orange).

2.6.3 Dilatation thermique des bétons de l'étude

La dilatation thermique des bétons est mesurée jusqu'à 600 °C durant les essais **Méca_①** et **Méca_②**. Il s'agit d'une dilatation thermique libre puisqu'aucune charge mécanique n'est appliquée à l'éprouvette durant l'essai. L'essai **Méca_①** permet de plus de mesurer la dilatation thermique de l'éprouvette durant la phase de refroidissement, et de pouvoir ainsi

déterminer les déformations résiduelles. La Figure 123 présente les courbes de dilatation thermique des bétons de l'étude dans la direction longitudinale de l'éprouvette.

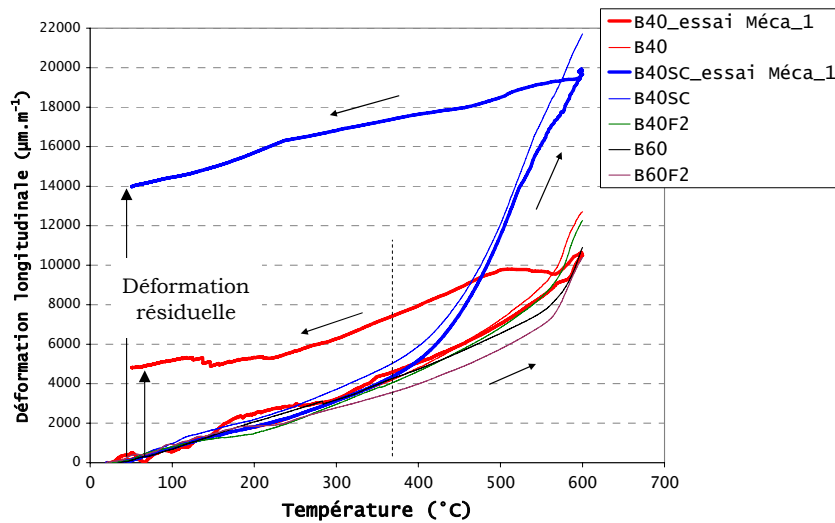


Figure 123 : courbes de déformation thermique libre dans la direction longitudinale des bétons de l'étude. La phase de refroidissement a été enregistrée pour le B40 et le B40SC.

Tous les bétons de l'étude ont un comportement dilatant avec l'élévation de la température. Cela semble souligner le rôle prépondérant des granulats dans la dilatation thermique des bétons (au détriment de la pâte de ciment durcie qui, quant à elle, se rétracte à partir de 150 °C, voir § 2.3, partie 1 et *Hager 2004*). Excepté le B40SC, tous les bétons présentent une dilatation thermique quasi linéaire jusqu'à 570 °C (pente, ou coefficient de dilatation thermique, comprise entre $1 \cdot 10^{-5}$ et $1.5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$). A partir de cette température, la dilatation thermique des bétons présente une accélération pouvant correspondre à la transformation du quartz (qui s'accompagne d'un fort gonflement du minéral) potentiellement présent dans le sable.

Le B40SC présente le même comportement que les autres bétons jusqu'à environ 370 °C, température à partir de laquelle ce béton présente une très forte accélération de sa dilatation thermique. A 600 °C, la dilatation thermique du B40SC est deux fois plus élevée que celle des autres bétons. Ce comportement est attribué à la présence des granulats siliceux dans la composition du B40SC, et plus particulièrement aux silex, ces derniers ayant un coefficient de dilatation thermique élevée (voir § 2.3, partie 1 et *Bazant and Kaplan 1996*). Une autre conséquence de la dilatation thermique élevée du B40SC est le fait d'obtenir, après refroidissement, des déformations résiduelles environ trois fois plus élevées que pour les autres bétons. Visuellement, ce comportement se manifeste par une fissuration très importante de l'éprouvette de B40SC à la suite de l'essai **Méca_①**, comme nous pouvons le voir sur la Figure 124 (l'éprouvette de B40 présente très peu de fissures visibles à l'œil nu après un tel essai). Ces observations sont à mettre en parallèle avec les résultats présentés au § 2.3.3 (partie 2) qui montrent une forte augmentation de la perméabilité du B40SC entre 300 et 400 °C.



Figure 124 : cliché d'une éprouvette de B40SC à la suite d'un cycle de chauffage / refroidissement.

La Figure 125 présente les courbes de dilatation thermique du B40 et du B40SC mesurées durant l'essai **Méca_①** dans la direction radiale de l'éprouvette.

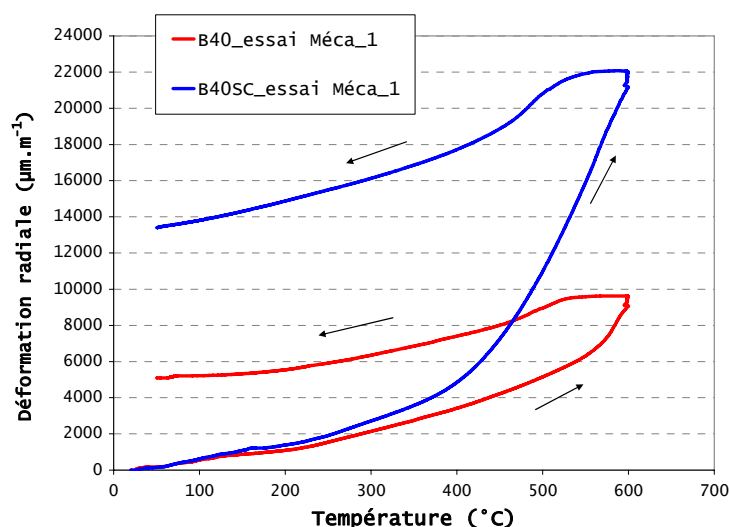


Figure 125 : courbes de déformation thermique libre dans la direction radiale du B40 et du B40SC. La phase de refroidissement a été enregistrée.

Les valeurs de la dilatation thermique des deux bétons dans la direction radiale de l'éprouvette sont très proches de celles mesurées dans la direction longitudinale de l'éprouvette. Cela souligne la validité de la technique de mesure des déformations radiales car le caractère isotrope des déformations thermique peut être considéré comme établi. Nous notons la même différence de comportement entre le B40SC et le B40. Dans la direction radiale, le B40SC présente une forte accélération de sa dilatation thermique dès 300 °C, et l'écart important entre les déformations résiduelles (après refroidissement) est également notable.

2.6.4 Compression uniaxiale des bétons de l'étude

Les essais **Méca_①**, **Méca_②** et **Méca_③** se concluent par une compression uniaxiale de l'éprouvette jusqu'à rupture. Ceci nous permet de déterminer les courbes de contrainte/déformation, la résistance en compression et les modules d'élasticité (longitudinal et transversal) de l'éprouvette.

➤ Courbes de contrainte / déformation

La Figure 126 présente les courbes de contrainte/déformation des bétons mesurées à température ambiante (20 °C) à la suite de l'essai **Méca_②**. Ces courbes sont mesurées dans la direction longitudinale de l'éprouvette $\varepsilon_{long} = f(\sigma)$, et radiale $\varepsilon_{rad} = f(\sigma)$. A partir de ces courbes, nous déterminons la déformation volumique de l'éprouvette ε_{vol} selon l'Eq. 26. Cette déformation permet d'évaluer le changement de volume de l'éprouvette.

$$\varepsilon_{vol}(\sigma) = 2 \cdot \varepsilon_{rad}(\sigma) + \varepsilon_{long}(\sigma) \quad (= tr(\underline{\underline{\varepsilon}})) \quad \text{Eq. 26}$$

Les courbes de déformation volumique à 20 °C sont présentées sur la Figure 127.

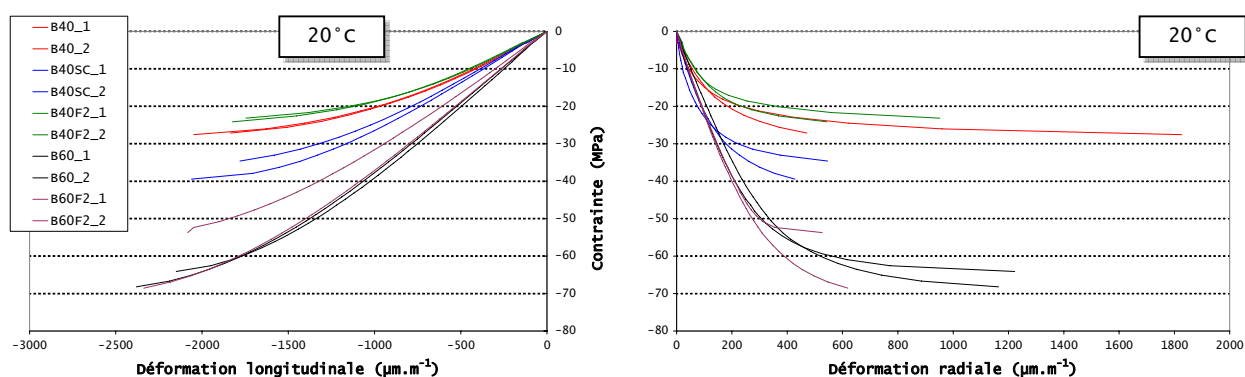


Figure 126 : courbes contrainte/déformation des bétons de l'étude sous compression uniaxiale à température ambiante (20 °C). A gauche, déformations dans la direction longitudinale ; à droite, déformations dans la direction radiale.

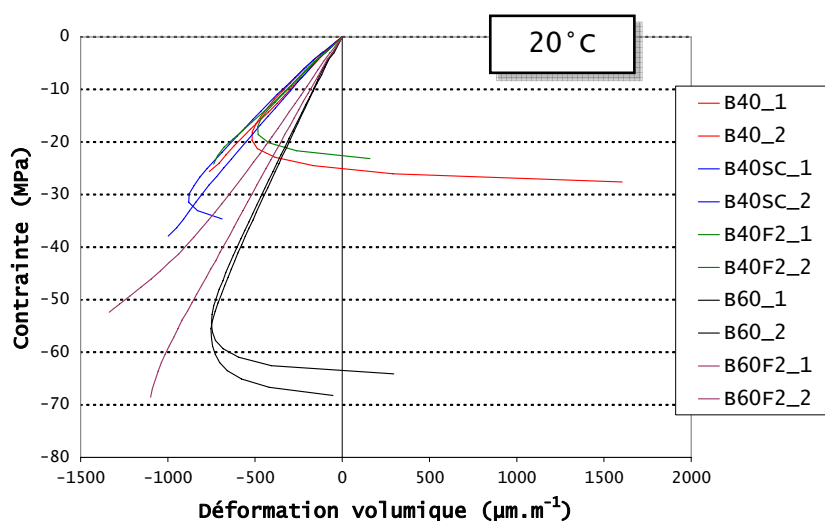


Figure 127 : courbes de déformation volumique des bétons de l'étude sous compression uniaxiale à température ambiante (20 °C).

A température ambiante, tous les bétons ont dans un premier temps un comportement rétractant (déformation volumique négative). Passé un certain seuil de contrainte, les éprouvettes se déforment avec augmentation du volume (déformation volumique positive). Cette augmentation du volume est généralement attribuée à la génération de microfissures parallèles à la direction de la charge appliquée, provoquant un "gonflement" de l'éprouvette dans la direction radiale. Cela souligne le caractère anisotrope du béton sous compression uniaxiale, une fois passé un certain seuil de contrainte. Ce seuil est atteint pour un niveau de contrainte correspondant à 75 à 80 % de la résistance en compression du béton. *Remarque : ces différents seuils n'ont pas pu être mesurés pour certains bétons (en particulier le B60F2) en raison d'une détection trop rapide de la rupture de l'éprouvette par la presse hydraulique. Il aurait fallu soit régler la détection de rupture de la presse à des valeurs de chutes de force plus grandes, soit piloter la presse en déplacement (ou mieux encore en déformation) imposé, option non disponible avec la presse utilisée.*

Les mêmes courbes de déformation ont été mesurées à 600 °C, les résultats sont présentés sur la Figure 128 et la Figure 129. L'essai Méca_② n'a pas pu être réalisé sur le B40SC car l'éprouvette de ce béton était trop déformée après chauffage dans le four pour pouvoir lui appliquer un chargement mécanique (cf Figure 124). En sortant (à chaud) l'éprouvette de B40SC du four, nous avons pu noter un endommagement très important de l'éprouvette, cette dernière pouvant être entièrement rompue d'un léger coup de marteau. Nous avons donc estimé que la résistance en compression à chaud à 600 °C du B40SC était nulle.

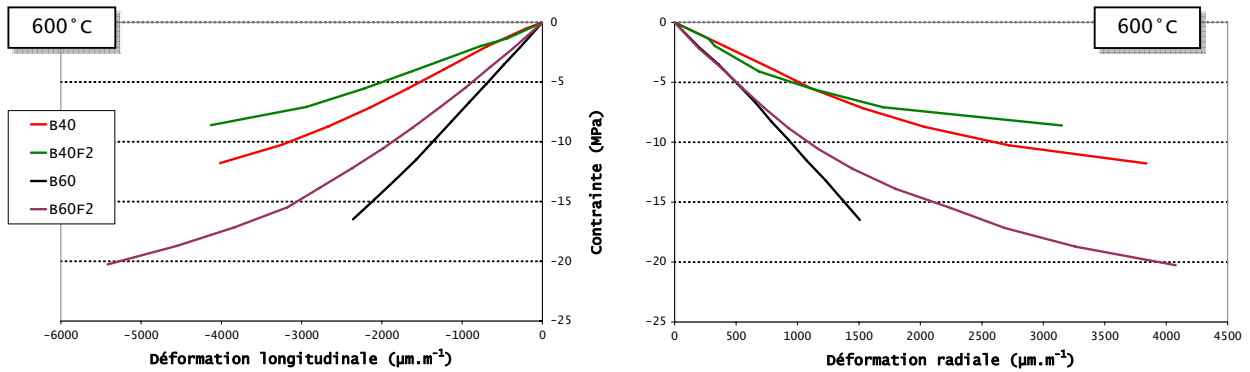


Figure 128 : courbes contrainte/déformation des bétons de l'étude sous compression uniaxiale à 600 °C. A gauche, déformations dans la direction longitudinale ; à droite, déformations dans la direction radiale.

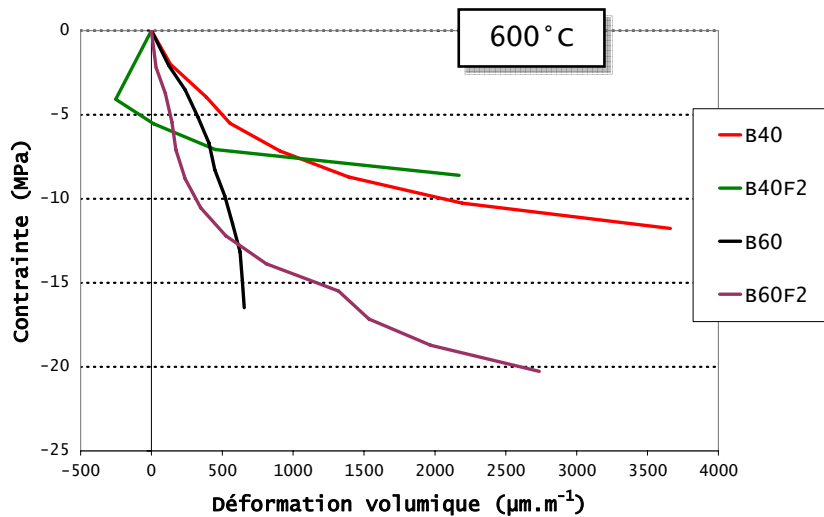


Figure 129 : courbes de déformation volumique des bétons de l'étude sous compression uniaxiale à 600 °C.

A 600 °C, nous notons immédiatement que les bétons ont un comportement dilatant dès les premières valeurs de contrainte appliquée. Ceci peut être dû à l'état d'endommagement important du matériau à la suite du chauffage à 600 °C.

L'essai **Méca** a été mené sur le B40 à des températures supplémentaires : 120, 250 et 400 °C. Les courbes de contrainte/déformation et de déformation volumique obtenues sont présentées respectivement sur la Figure 130 et la Figure 131. A l'examen de ces figures, nous notons que jusqu'à 400 °C, le matériau peut avoir un comportement similaire à celui observé à température ambiante : une première phase de contraction suivie d'une phase de dilatation une fois passé un certain seuil de contrainte. La dépendance de ce seuil à la température n'est pas notable, il s'échelonne entre 70 et 75 % de la résistance en compression du matériau à chaud. Ces résultats peuvent nous indiquer que l'essentiel de l'endommagement du béton, responsable du comportement uniquement dilatant du matériau à 600 °C, est généré pour des températures supérieures à 400 °C.

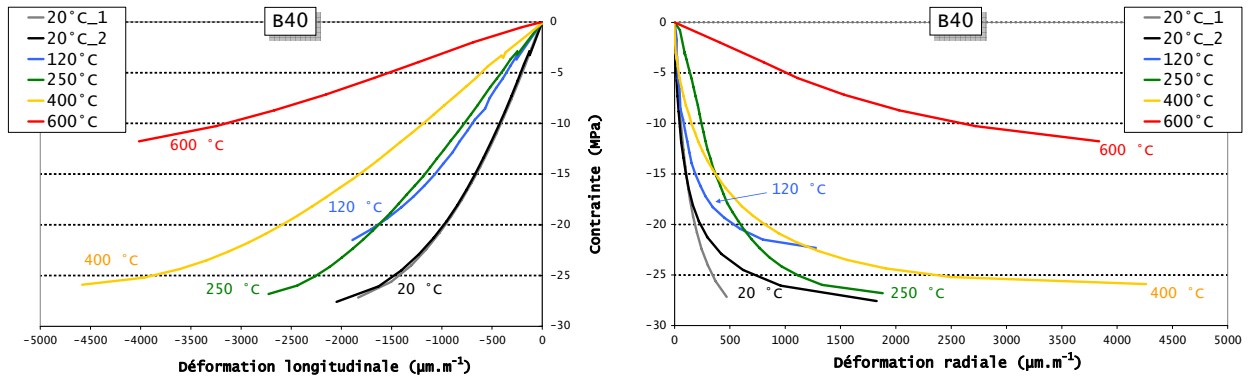


Figure 130 : courbes contrainte/déformation du B40 sous compression uniaxiale à différentes températures. A gauche, déformations dans la direction longitudinale ; à droite, déformations dans la direction radiale.

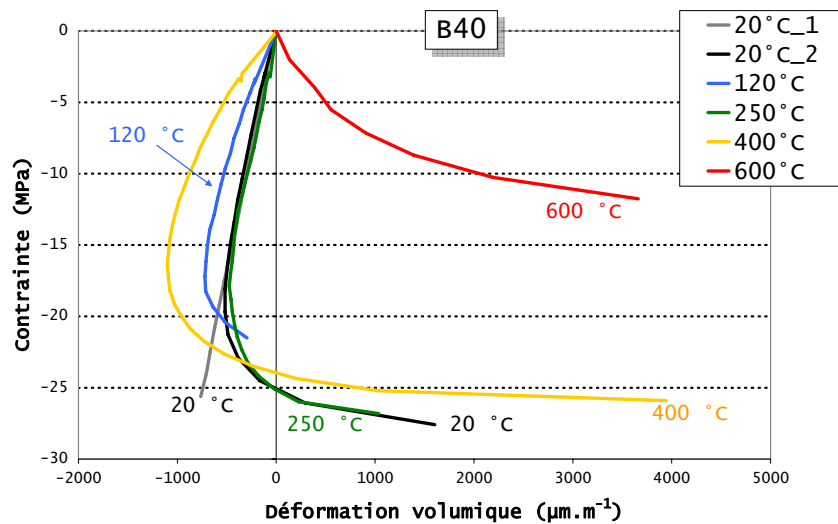


Figure 131 : courbes de déformation volumique du B40 sous compression uniaxiale à différentes températures.

➤ Résistance à la compression

Les essais [Méca_①](#), [Méca_②](#) et [Méca_③](#) permettent de mesurer la résistance en compression des bétons pour différentes configurations : mesure à chaud, mesure résiduelle (après refroidissement) et mesure à chaud à la suite de l'application d'une précharge mécanique (durant la phase de montée en température). Les résultats sont rassemblés dans le Tableau 30. Ils sont présentés en terme de résistance relative sur la Figure 132. Cette dernière est définie comme étant le rapport entre la résistance en compression obtenue à la température d'essai et celle obtenue à température ambiante. Les principales observations sont les suivantes :

Figure 132_a) : excepté pour le B40SC, la résistance en compression des bétons mesurée à chaud à 600 °C chute d'environ 50 % par rapport à la température ambiante. Concernant le B40SC, nous estimons que le matériau a une résistance à chaud à 600 °C nulle (observation en sortant l'éprouvette du four).

Figure 132_b) : nous avons pu mesurer la résistance en compression résiduelle à 600 °C sur le B40SC, celle-ci est 10 fois plus faible que la résistance à température ambiante. Concernant le B40, la résistance résiduelle à 600 °C est seulement de 2 à 3 fois plus faible que la résistance à température ambiante. Cette différence de comportement est attribuée à la forte fissuration ainsi qu'aux déformations résiduelles importantes du B40SC (voir § 2.6.3, partie 2). Cet

aspect est primordial dans le diagnostic d'une structure en béton incendié : après extinction de l'incendie, une structure en B40SC posséderait des propriétés mécaniques beaucoup plus faibles que la même structure réalisée en B40.

R_c (MPa)	20 °C	120 °C non étanchée	120 °C étanchée	250 °C	400 °C	600 °C à chaud	600 °C résiduel	600 °C précharge	
B40	29.78	23.24	18.69	26.81	25.90	16.05	12.57	21.62	
B40SC	38.23					0*	4.89	14.08	
B40F2	24.89					11.73		11.81	
B60	66.81					27.06		37.93	
B60F2	62.13					24.88		35.65	
type d'essai		<i>Méca_②</i>					<i>Méca_①</i>		<i>Méca_③</i>

Tableau 30 : résistance en compression des bétons de l'étude (les valeurs à 20 °C sont les moyennes de deux essais). * estimation.

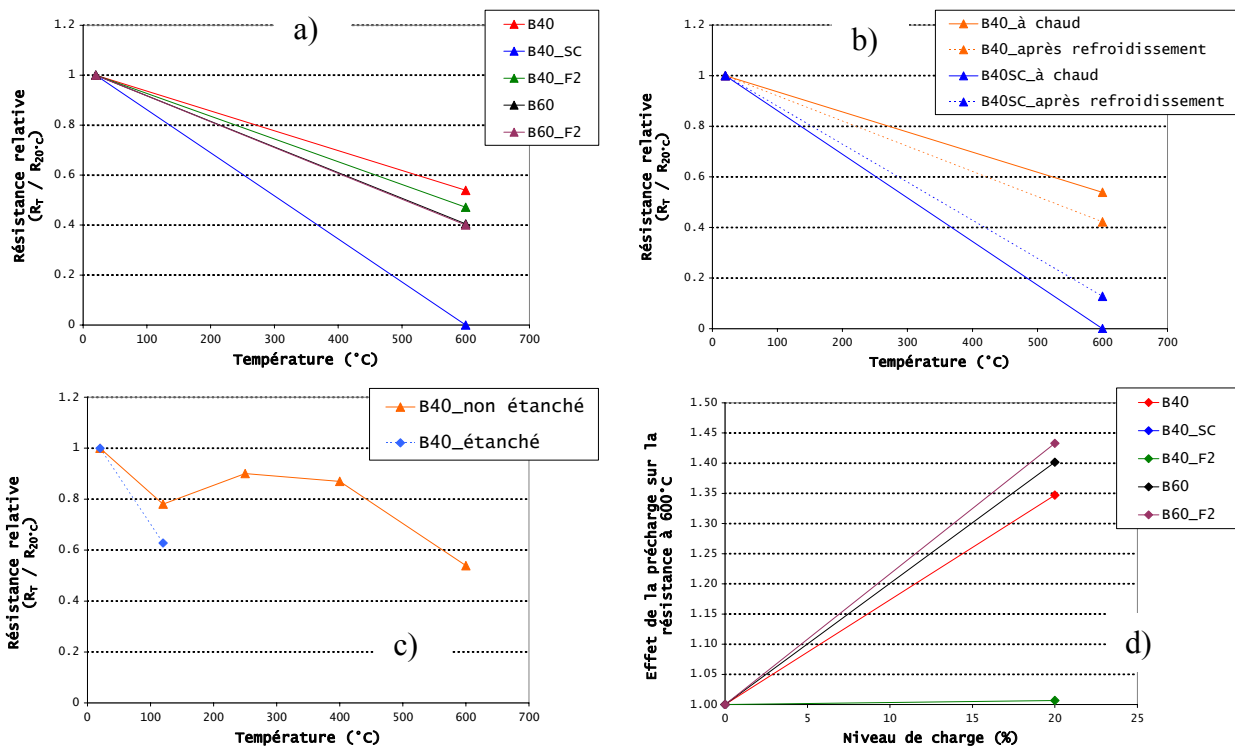


Figure 132 : analyse de l'effet de la température sur la résistance en compression des bétons de l'étude. a) : évolution entre 20 et 600 °C de la résistance en compression mesurée à chaud. b) : évolution entre 20 et 600 °C de la résistance en compression du B40 et du B40SC mesurée à chaud et après refroidissement. c) : évolution avec la température de la résistance en compression mesurée à chaud du B40 ; mesure à chaud de la résistance en compression à 120 °C d'une éprouvette étanchée (recouverte d'un film aluminium). d) : effet d'une précharge (20 % de la résistance en compression mesurée à 20 °C pour chaque béton) sur la résistance en compression mesurée à chaud à 600 °C.

Figure 132_c) : l'évolution avec la température de la résistance en compression mesurée à chaud du B40 présente trois phases bien distinctes, précédemment observées par quelques auteurs dont (*Castillo and Durani 1990, Hager 2004*) : de 20 à 120 °C, la résistance chute pour atteindre une valeur 1.25 fois plus faible qu'à la température ambiante. Cette première phase peut s'expliquer par la présence dans le réseau poreux d'eau liquide chaude, celle-ci pouvant affaiblir les liaisons entre les feuillets des CSH et les écarter en raison de son fort coefficient de dilatation thermique. De 120 à 250 °C, la résistance en compression augmente pour quasiment atteindre la valeur obtenue à température ambiante. Cette phase est attribuée au séchage du matériau (départ de l'eau libre), celui-ci provoquant un retrait de la matrice pouvant rapprocher les feuillets des CSH et renforçant ainsi leurs liaisons. Enfin, à partir de 250 °C, la résistance chute à nouveau, surtout à partir de 400 °C. Cette dernière phase est attribuée à l'endommagement du matériau (déshydratation, microfissuration, incompatibilité de déformation entre la pâte et les granulats) et au déplacement du réseau poreux vers les gros diamètres. L'accentuation de l'endommagement à partir de 400 °C est également notée sur les courbes de déformation volumique (voir pages 36 et 37). La résistance en compression à 120 °C mesurée sur l'éprouvette étanchée est 1.25 fois plus élevée que celle mesurée à 120 °C sur l'éprouvette étanchée (recouverte d'un film aluminium). Ce résultat est important car il souligne la dépendance des propriétés mécaniques à chaud du matériau à son état hydrique. La réduction de la résistance en compression de l'éprouvette étanchée est attribuée selon (*Lankard 1971*) à la transformation hydrothermique du gel CSH en structure cristalline plus riche en carbonate de calcium, structure qui est moins résistante.

Figure 132_d) : excepté pour le B40F2, le fait d'appliquer une précharge (correspondant ici à 20 % de la résistance en compression mesurée à température ambiante) permet d'augmenter la résistance en compression mesurée à chaud à 600 °C. La résistance à 600 °C des éprouvettes préchargées est ainsi de 1.35 à 1.45 fois plus élevée que celle mesurée sur une éprouvette non préchargée. Ce phénomène est attribué à la densification de la matrice cimentaire du béton sous charge durant la phase d'échauffement (*Castillo and Durani 1990, Khoury 1992, Hager 2004*). Nous n'expliquons pas pourquoi l'effet positif de l'application de la précharge ne se note pas sur le B40F2.

➤ Module d'élasticité longitudinal et coefficient de Poisson généralisé

A partir des résultats des essais **Méca_②** et **Méca_③**, nous avons déterminé le module d'élasticité longitudinal E des bétons (module d'Young) comme étant la pente de la droite passant par l'origine du repère et le point situé sur la courbe de contrainte/déformation mesurée dans la direction longitudinale pour un niveau de contrainte correspondant à 30 % de la résistance en compression.

De la même façon, nous introduisons le coefficient de Poisson généralisé ν des bétons que nous définissons comme étant le rapport entre la déformation radiale mesurée pour un niveau de contrainte correspondant à 30 % de la résistance en compression et la déformation longitudinale mesurée au même niveau de contrainte.

Les résultats du module d'élasticité et du coefficient de Poisson généralisé sont rassemblés dans le Tableau 31. Ils sont présentés en terme de valeurs relatives (normées par rapport à la valeur obtenue à température ambiante) sur la Figure 133.

E (GPa)	20 °C	120 °C étanchée	250 °C	400 °C	600 °C à chaud	600 °C précharge
B40	24.09	14.17	12.73	8.43	3.30	19.68
B40SC	26.64				0*	13.17
B40F2	22.64				2.52	14.34
B60	39.29				7.33	29.53
B60F2	35.37				5.56	26.50
type d'essai	<i>Méca_②</i>				<i>Méca_③</i>	

ν	20 °C	120 °C étanchée	250 °C	400 °C	600 °C à chaud	600 °C précharge
B40	0.12	0.09	0.32	0.09	0.67	0.70
B40SC	0.09				0*	0.78
B40F2	0.14				0.42	0.57
B60	0.20				0.70	0.76
B60F2	0.16				0.57	0.50
type d'essai	<i>Méca_②</i>				<i>Méca_③</i>	

Tableau 31 : module d'élasticité longitudinal (E) et transversal (ν) des bétons de l'étude (les valeurs à 20 °C sont les moyennes de deux essais). * *estimation*.

Les principales observations sont les suivantes :

Figure 133_a) : le module d'élasticité de tous les bétons est réduit par 5 entre la température ambiante et 600 °C. Concernant le B40, nous remarquons que la chute de rigidité du matériau est quasi linéaire avec l'élévation de la température. A 120 °C, la chute de rigidité est cependant très notable.

Figure 133_b) : comme pour la résistance en compression, le fait d'appliquer une précharge durant la phase de chauffage du matériau améliore la rigidité du matériau : le module d'élasticité des bétons mesuré à 600 °C sur les éprouvettes préchargées est de 4 à 6 fois plus élevé que celui mesuré sur les éprouvettes non préchargées.

Figure 133_c) : le coefficient de Poisson généralisé des bétons augmente fortement entre la température ambiante et 600 °C : il est aux alentours de 3 fois plus élevé pour le B60, le B60F2 et le B40F2 et même quasiment 6 fois plus élevé pour le B40. L'évolution avec la température du coefficient de Poisson généralisé du B40 tend une nouvelle fois à dire que l'essentiel de l'endommagement du matériau, responsable de son "gonflement", intervient à partir de 400 °C. Le module mesuré à 250 °C est un résultat douteux au vu de l'allure de la courbe de déformation radiale du matériau à cette température (voir Figure 130).

Figure 133_d) : contrairement à la résistance en compression et au module d'élasticité longitudinal, la précharge mécanique n'a quasiment aucun effet sur le coefficient de Poisson généralisé du béton.

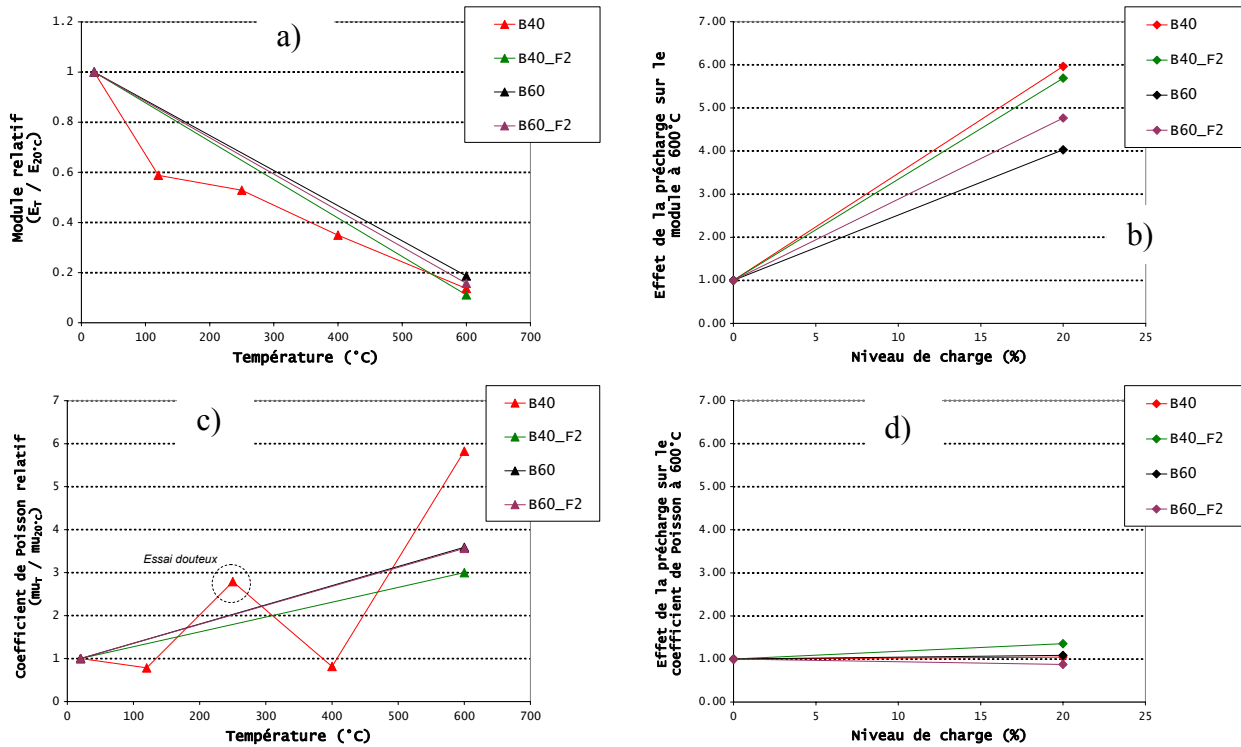


Figure 133 : analyse de l'effet de la température sur le module d'élasticité longitudinal et transversal des bétons de l'étude. a) : évolution avec la température du module d'élasticité longitudinal mesuré à chaud. b) : effet d'une précharge (20 % de la résistance en compression mesurée à 20 °C pour chaque béton) sur le module d'élasticité longitudinal mesuré à chaud à 600 °C. c) : évolution avec la température du coefficient de Poisson généralisé mesuré à chaud. d) : effet d'une précharge (20 % de la résistance en compression mesurée à 20 °C pour chaque béton) sur le coefficient de Poisson généralisé mesuré à chaud à 600 °C.

2.6.5 Déformation thermique transitoire des bétons de l'étude

Le but des essais **Méca_③** et **Méca_④** est de comparer, de façon relativement simple, la déformation thermique transitoire des différents bétons de l'étude, et de pouvoir ainsi étudier l'influence de certains paramètres. Dans ce paragraphe, la DTT sera donc déterminée suivant l'expression de l'Eq. 27, expression couramment utilisée dans les travaux de recherche (Phan 2002, Diederichs et al. 2002, Hager 2004).

$$DTSC = DT + DTT$$

Eq. 27

Avec : **DTSC** la déformation thermique sous charge de l'éprouvette. Autrement dit, c'est la déformation que l'on mesure directement lors des essais **Méca_③** et **Méca_④**,

DT la dilatation thermique libre du matériau, donnée par les résultats du § 2.6.3, partie 2. Nous faisons l'hypothèse que cette composante de déformation inclut également le retrait du matériau (par dessiccation),

DTT la dilatation thermique transitoire du matériau. Dans le cadre de cette équation, nous faisons l'hypothèse que la courbe de DTT ainsi obtenue comprend également les contributions élastiques instantanée (nous faisons cependant le choix de ne pas représenter la déformation élastique instantanée de l'éprouvette à sa mise en charge) et différée (fluage) du matériau.

Le niveau de charge appliqué est de 20 % pour l'essai **Méca_③** et de 40 % pour l'essai **Méca_④** (par rapport à la résistance en compression du béton mesurée à température ambiante).

Une décomposition plus avancée de la déformation totale du matériau sera proposée au paragraphe suivant (§ 2.6.6, partie 2), où l'effort de recherche se concentrera, à partir du seul béton B40, sur l'étude des différents mécanismes à l'origine de la DTT.

La Figure 134 présente les courbes de déformation thermique sous charge (DTSC) obtenues pour le B40 aux deux niveaux de chargement (20 et 40 %) dans la direction longitudinale. Nous observons que les valeurs de déformation totale du matériau (courbe de DTSC) sont relativement faibles, en particulier pour le niveau de charge de 40 %. Ainsi, les valeurs de DTT obtenues sont importantes, mettant en évidence l'effet de relaxation que peut apporter cette composante de déformation au matériau. Si l'on norme les courbes de DTT par leur niveau de charge respectif, celles-ci sont quasiment confondues, comme nous pouvons le voir sur le graphique de droite de la Figure 134. Ceci montre que la DTT du béton est directement proportionnelle au niveau de charge appliqué (du moins dans le cadre de l'Eq. 27 utilisée dans ce paragraphe).

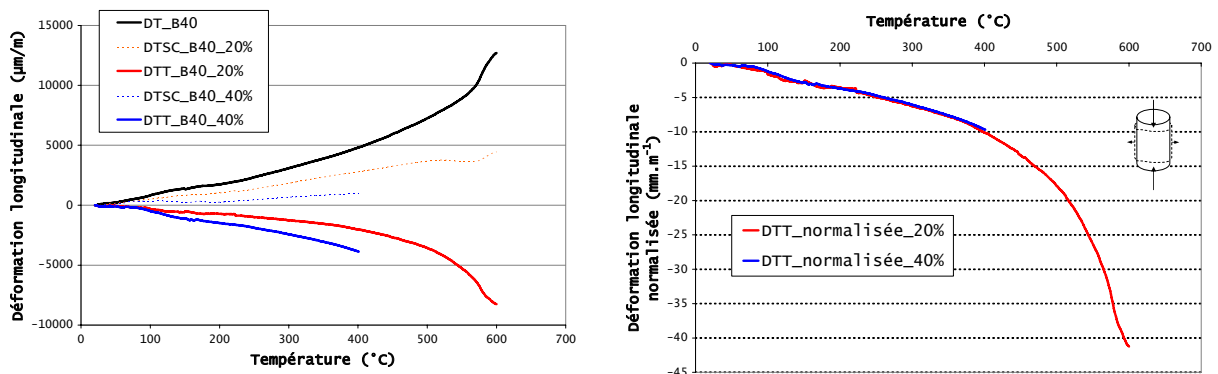


Figure 134 : à gauche, courbes de déformation thermique libre, de déformation thermique sous charge et de déformation thermique transitoire du B40 dans la direction longitudinale. Deux niveaux de charge sont appliqués : 20 % (courbes rouges) et 40 % (courbes bleues) de la résistance en compression mesurée à 20 °C. A droite, courbes de déformations thermiques normalisées du B40 (par rapport au taux d'application de la charge : 0.02 et 0.04).

La Figure 135 présente les courbes de DTT obtenues dans la direction longitudinale pour les bétons de l'étude. Ces courbes sont obtenues pour un niveau de chargement correspondant à 20 % de la résistance en compression à température ambiante de chaque béton. Il est intéressant de noter que la DTT de tous les bétons, à l'exception de celle du B40SC, présente sensiblement la même évolution : celle-ci diminue de façon quasi linéaire jusqu'à environ 450 °C, température à laquelle la DTT de ces bétons s'accélère. Concernant le B40SC, la DTT s'accélère nettement dès 370 °C pour atteindre une valeur beaucoup plus faible que les autres bétons à 600 °C. Ici encore, nous notons que la nature des granulats joue un rôle primordial dans le comportement du béton à haute température. L'endommagement important du B40SC, causé par la nature de ses granulats (et en particulier des silices), permet, à partir d'une température comprise entre 350 et 400 °C, d'accentuer la DTT. Cette observation est une nouvelle voie permettant de clarifier les mécanismes pouvant être à l'origine de la DTT. Sur la base des premiers travaux de (Hager and Pimienta 2005, Mindeguia et al. 2007), il semble donc bien que pour une température inférieure à 400 °C, la DTT ne semble pas être influencée par la nature des granulats. En revanche, à partir de 400 °C, certains types de granulats (particulièrement les silices) induisent une accélération nette de la DTT, imposant leur prise en compte dans les simulations. Pour la gamme de température comprise entre 20 et 400 °C, la DTT semble donc reposer sur d'autres mécanismes que ceux liés à l'endommagement induit par les granulats. Parmi les mécanismes envisageables, le rôle du fluage du matériau à haute température doit être éclairci. Ce point sera traité dans le § 2.6.6, partie 2.

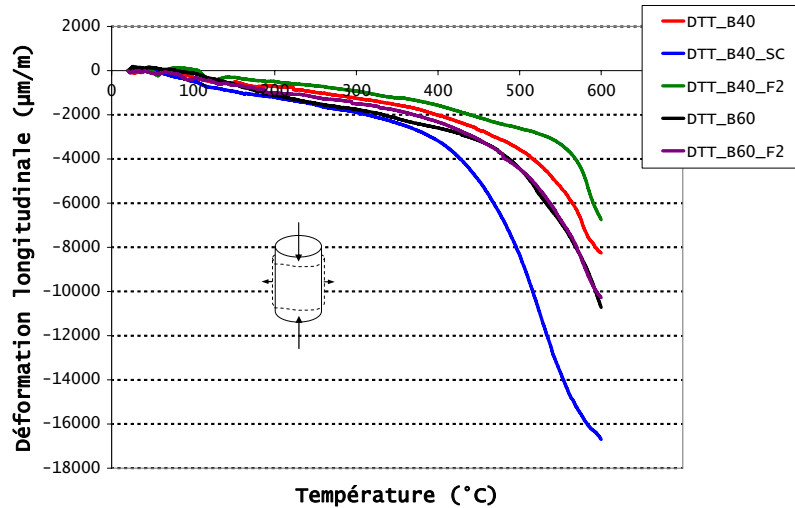


Figure 135 : courbes de déformation thermique transitoire des bétons de l'étude dans la direction longitudinale (charge appliquée = 20 % de la résistance en compression à 20 °C).

La Figure 136 présente les courbes de DTT obtenues dans la direction radiale des bétons. Nous observons que la DTT est beaucoup moins importante dans la direction perpendiculaire à la charge appliquée que dans la direction longitudinale. De plus, nous observons un état expansif de la DTT dans la direction radiale quand il est contractant dans la direction longitudinale. Ce résultat montre clairement le caractère anisotrope de la DTT.

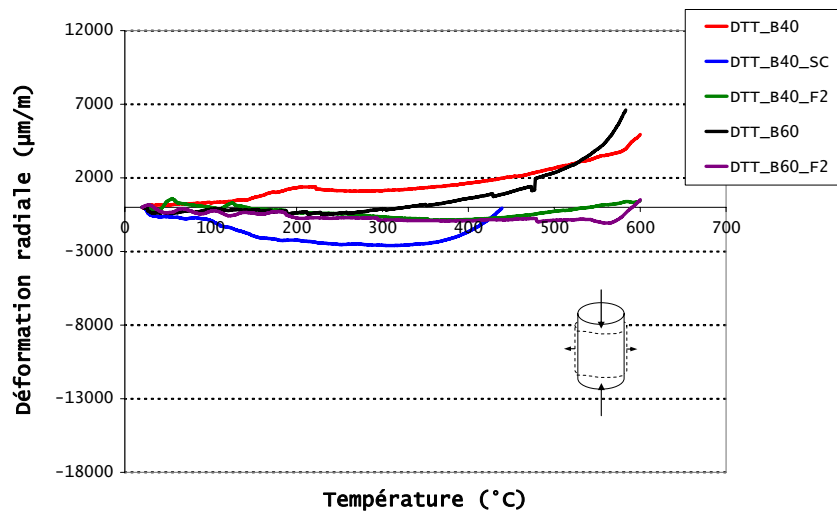


Figure 136 : courbes de déformation thermique transitoire des bétons de l'étude dans la direction radiale (charge appliquée = 20 % de la résistance en compression à 20 °C).

2.6.6 Contribution à l'étude des mécanismes de Déformation Thermique Transitoire

L'approche simple proposée au paragraphe précédent, et basée sur l'utilisation de l'expression de l'Eq. 27, nous a permis de mettre en évidence le rôle primordial des granulats sur la DTT, pour une température supérieure à environ 400 °C. Pour la gamme de température comprise entre 20 et 400 °C, nous devons réaliser des essais complémentaires et adopter une décomposition de la déformation totale plus détaillée. Dans ce paragraphe, nous choisissons donc d'adopter l'expression de l'Eq. 28, qui permet de décomposer la composante de DTT :

$$\varepsilon = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad \text{Eq. 28}$$

Avec :

ε , déformation totale, directement mesurée lors de l'essai **Méca_4**, pour un niveau de charge correspondant à 40 % de la résistance en compression du béton à température ambiante.

ε_{th} , déformation thermique libre, directement mesurée par les essais **Méca_1** et **Méca_2**. Nous faisons l'hypothèse que cette composante de déformation inclut également la part de retrait du matériau (par dessiccation).

ε_{σ} , déformation élastique instantanée, déterminée suivant les courbes de contrainte/déformation de l'essai **Méca_2**.

ε_{cr} , déformation élastique différée (fluage), donnée par les résultats de l'essai **Méca_5** et **Méca_6** pour un niveau de charge correspondant à 40 % de la résistance en compression du béton à température ambiante. Ces résultats sont présentés ci-après.

Les résultats des essais **Méca_5** sont présentés sur la Figure 137. Ces résultats sont également présentés dans (Mindeguia et al. 2006).

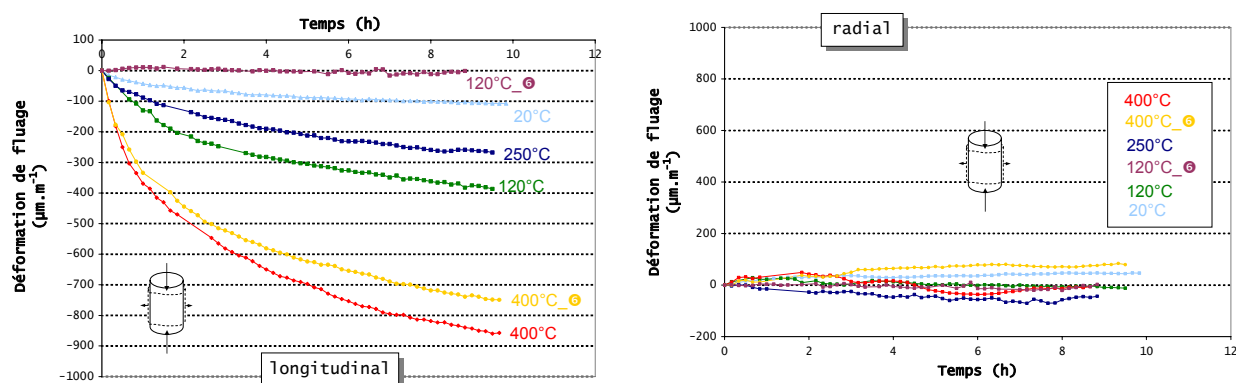


Figure 137 : courbes de fluage du B40 à différentes températures dans la direction longitudinale (figure de gauche) et dans la direction radiale (figure de droite), (charge appliquée = 40 % de la résistance en compression à 20 °C). L'indice **_6** signifie que l'essai est réalisé à la suite d'un prétraitement thermique de l'éprouvette à 250 °C.

Nous constatons que dans le sens longitudinal, le fluage est activé dès les premières heures du chargement. Cela peut s'expliquer par le niveau élevé de chargement (40 %). Nous constatons également que l'activation du fluage est d'autant plus importante et rapide que la température d'essai est élevée. Il a été montré par ailleurs que le mécanisme de fluage est thermiquement activé (Dias 1987). Il est intéressant de noter que le fluage est plus activé à 120 °C qu'à 250 °C. Pour rappel, les résultats présentés au § 2.6.4 (partie 2) nous montrent déjà que les propriétés mécaniques mesurées à 120 °C sont faibles.

En comparant les résultats de l'essai **Méca_5** et ceux de l'essai **Méca_6**, nous remarquons que le fait de préchauffer l'éprouvette à 250 °C diminue faiblement le fluage à 400 °C. En revanche, le prétraitement thermique à 250 °C annule totalement le fluage du matériau à 120 °C. Ceci semble mettre en évidence l'influence de l'état hydrique (et donc du scénario thermique) sur le fluage du matériau. A température ambiante, il est généralement admis que la teneur en eau du béton joue un rôle primordial sur son fluage ; en effet, un béton sec peut ne pas présenter de fluage (Acker and Ulm 2001). A haute température, l'influence de la teneur en eau sur le fluage semble être également importante : l'éprouvette testée à 120 °C à la suite d'un préchauffage à 250 °C ne contient plus d'eau (libre) pour permettre au fluage de s'activer. D'un autre côté, le fait de mesurer, malgré le préchauffage thermique à 250 °C, une déformation élevée à 400 °C permet de mettre en évidence le rôle tout aussi important de l'eau chimiquement liée dans l'activation du fluage. En effet, le fait de préchauffer l'éprouvette à 250 °C permet uniquement de chasser totalement l'eau libre, mais laisse

suffisamment d'eau chimiquement liée qui, grâce à la cinétique de déshydratation relativement lente du béton, permet d'activer le fluage durant l'essai à 400 °C. Ce phénomène peut s'apparenter à un fluage de dessiccation (effet Pickett, voir § 2.7.4, partie 1 et *Acker and Ulm 2001*) à haute température, concernant uniquement l'eau chimiquement liée, libérée par déshydratation. Ces observations appuient donc la théorie de fluage de déshydratation, proposée par exemple par (*Sabeur and Meftah 2008*), pour expliquer l'existence de la DTT (du moins dans la gamme de température de nos essais, c'est-à-dire entre 20 et 400 °C).

Dans le sens radial, nous remarquons que les courbes de fluage ne semblent pas suivre une tendance particulière. De plus, l'ordre de grandeur des déformations est négligeable par rapport aux déformations de fluage longitudinal mesurées dans la direction longitudinale.

La recouvrance des bétons a été mesurée à la suite des essais de fluage, sur une durée de 5 heures. Les résultats sont présentés sur la Figure 138.

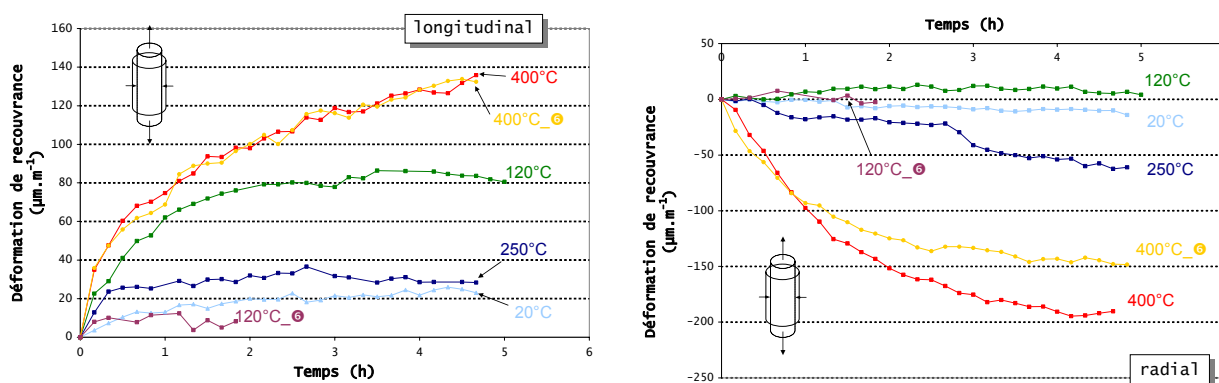


Figure 138 : courbes de recouvrance du B40 à différentes températures dans la direction longitudinale (figure de gauche) et dans la direction radiale (figure de droite). L'indice Ⓢ signifie que l'essai est réalisé à la suite d'un pré traitement thermique de l'éprouvette à 250 °C.

Dans la direction longitudinale, les courbes de recouvrance du matériau suivent les mêmes tendances que celles observées pour les courbes de fluage. Au vu de l'allure des courbes de recouvrance, le béton ne semble pas pouvoir retrouver son état initial de déformation, conférant au matériau un caractère vieillissant. Ceci est attribué à la modification très importante de l'état hydrique de l'éprouvette, qui a passé plus de dix heures à haute température. Il est intéressant de noter que la recouvrance mesurée dans la direction radiale est plus élevée que le fluage mesuré dans la même direction. Ceci met en évidence un comportement complexe du béton à la décharge à haute température : le matériau se dilate dans la direction longitudinale tout en se rétractant dans sa direction radiale.

Afin d'estimer les valeurs de fluage ε_{cr} du béton dans la direction longitudinale pour différents temps t et pour différentes températures T , nous approchons les valeurs expérimentales par une expression analytique. Plusieurs lois mathématiques de fluage existent dans la littérature (*Gillen 1981*). Nous choisissons ici d'utiliser la loi de type puissance de l'Eq. 29.

$$\varepsilon_{cr}(T, t) = K(T) \cdot t^{\frac{1}{n}} \quad \text{Eq. 29}$$

n est un paramètre dépendant généralement du béton et K est introduit ici pour prendre en compte l'influence de la température sur le fluage. Afin d'approcher la valeur de n , nous avons tracé les courbes de $\log(-\varepsilon_{cr})$ en fonction de $\log(t)$. Une pente admissible pour l'ensemble des essais est de 1 pour 3 Figure 139-a). Après avoir déterminé n à 3 (valeur

couramment rencontrée dans la bibliographie et satisfaisante pour l'ensemble des courbes), nous avons déterminé le coefficient K en traçant les courbes de $-\varepsilon_{cr}$ en fonction de $t^{\frac{1}{3}}$. La pente des courbes obtenues nous donne les valeurs de $-K$ en fonction de la température d'essai Figure 139-b) et c). La confrontation des valeurs analytiques avec les valeurs expérimentales est présentée sur la Figure 139-d).

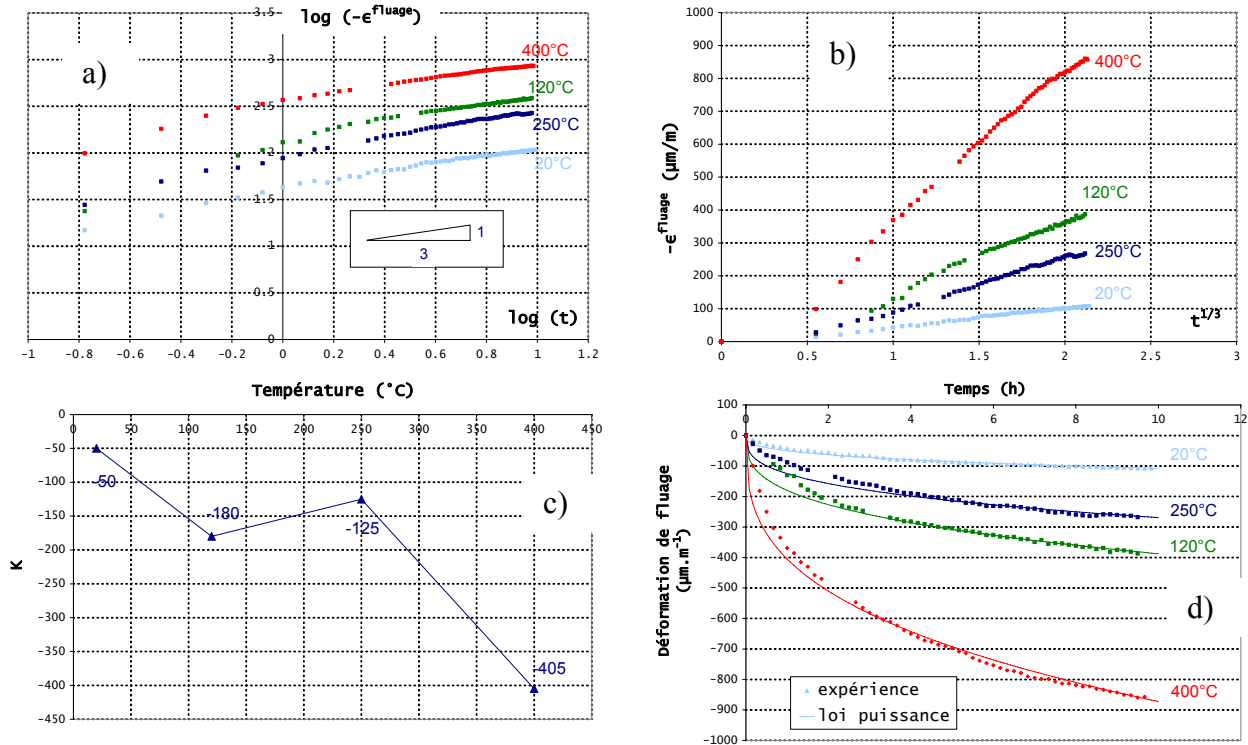


Figure 139 : détermination des paramètres de la loi de type puissance de fluage. a) : détermination du coefficient n . b) : détermination du coefficient K . c) : évolution du coefficient avec la température. c) : confrontation à différentes températures des courbes expérimentales de fluage (points sur le graphique) et des déformations théoriques déterminées par une loi de type puissance (courbes continues sur le graphique).

Pour conclure ce paragraphe sur les essais mécaniques à haute température, nous proposons, à partir de l'expression de l'Eq. 28 et de nos résultats expérimentaux, de décomposer la déformation totale de l'éprouvette de B40 lorsque celle-ci est simultanément chauffée jusqu'à 400 °C et chargée (à 40 % de sa résistance en compression à température ambiante).

La déformation élastique instantannée ε_{σ} pour chaque température d'essai (20, 120, 250 et 400 °C), et dans les deux directions de l'éprouvette, est lue sur les courbes de contrainte / déformation (essai Méca_②) pour un niveau de charge de 40 %.

Concernant le fluage, nous avons considéré dans la direction longitudinale de l'éprouvette une variation linéaire du fluage avec la température : nul à 20 °C et égal à la valeur mesurée après 10 heures lors de l'essai à 400 °C. Dans la direction radiale, la contribution du fluage est négligeable.

Les résultats de la décomposition de la déformation totale de l'éprouvette sont rassemblés sur la Figure 140 dans la direction longitudinale et sur la Figure 141 dans la direction radiale.

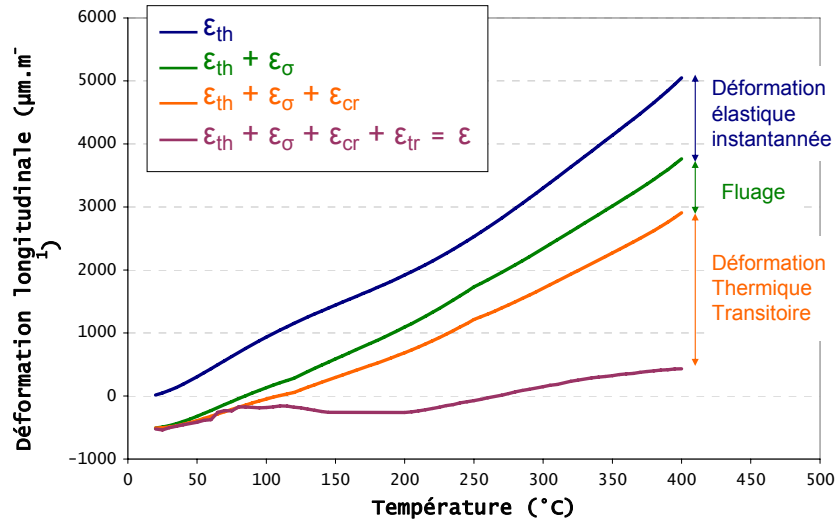


Figure 140 : décomposition expérimentale de la déformation totale dans la direction longitudinale d'un élément en béton simultanément chauffé et chargé en compression uniaxiale.

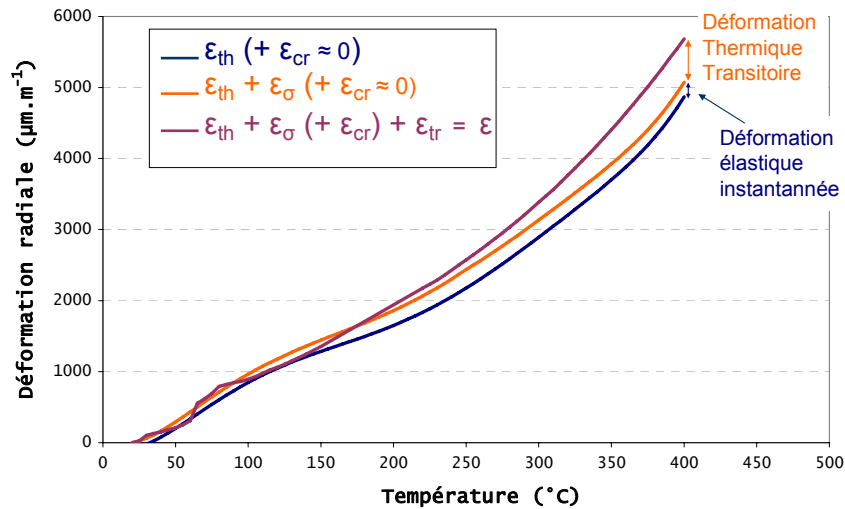


Figure 141 : décomposition expérimentale de la déformation totale dans la direction radiale d'un élément en béton simultanément chauffé et chargé en compression uniaxiale.

Dans la direction longitudinale, la décomposition de la déformation totale suivant l'Eq. 28 minore la contribution de la DTT par rapport aux valeurs obtenues en utilisant l'expression simplifiée de l'Eq. 27. Ceci est dû d'une part à l'endommagement du matériau qui diminue la rigidité du matériau et augmente ainsi la déformation élastique instantanée, et d'autre part au fluage qui, comme nous avons pu le constater, est fortement activé à haute température, et ceci dès les premières heures de l'application de la charge. Cependant, la DTT conserve une part importante dans la déformation totale de l'éprouvette de béton, et sa prise en compte est nécessaire dans d'éventuelles simulations thermomécaniques.

Dans la direction radiale, les déformations élastiques instantanées sont négligeables devant la DTT. La contribution de cette dernière reste tout de même relativement faible, du moins jusqu'à la température de 400 °C.

2.7 Synthèse des principales observations

Les différentes techniques expérimentales présentées dans cette partie ont pour but de fournir l'évolution avec la température de quelques propriétés importantes de nos bétons. Les principales observations sont les suivantes :

- la porosité à l'eau des bétons augmente avec la température. A 250 °C, l'augmentation de la porosité est plus importante dans le cas du béton de granulats silico-calcaires du fait de l'endommagement important généré dans ce type de béton. La fusion des fibres permet également d'augmenter la porosité du matériau ⇒ § 2.2.3 (partie 2)
- la perméabilité au gaz des bétons augmente avec la température, particulièrement à partir de 250 °C. Nous avons montré que l'endommagement important généré dans le béton de granulats silico-calcaires (en grande partie à cause des silex) augmente très fortement la perméabilité de ce matériau. Nous avons également mis en évidence que la présence des fibres de polypropylène permet, pour des températures supérieures à leur température de fusion, de notablement augmenter la perméabilité du matériau ⇒ § 2.3.3 (partie 2)
- les propriétés thermiques des bétons de l'étude sont équivalentes. Nous avons observé une baisse de la conductivité thermique et de la diffusivité thermique avec l'augmentation de la température. Pour une gamme de température située entre 20 et 600 °C, les principales transformations physico-chimiques de nos bétons sont le séchage et la déshydratation des CSH (100 – 250 °C) puis la déshydratation de la portlandite (450 – 600 °C) ⇒ § 2.4.3 et 2.5.3 (partie 2)
- les bétons de l'étude se dilatent tous avec l'augmentation de la température. Nous avons montré que le béton de granulats silico-calcaires présente cependant une dilatation thermique plus importante à partir de 370 °C, ainsi que des déformations résiduelles plus élevées après refroidissement ⇒ § 2.6.3 (partie 2)
- l'augmentation de la température dégrade les propriétés mécaniques des bétons : le comportement devient dilatant, la résistance à la compression ainsi que la rigidité du matériau diminuent. La dégradation particulièrement importante dans le cas du béton de granulats silico-calcaires a été mise en évidence ⇒ § 2.6.4 (partie 2)
- la déformation thermique transitoire est équivalente pour tous les bétons de l'étude, excepté pour le béton de granulats silico-calcaires pour lequel la DTT est plus importante à partir de 370 °C. Nous avons ainsi mis en évidence l'influence que peut avoir, à partir de 400 °C, la nature des granulats sur la déformation totale du béton ⇒ § 2.6.5 (partie 2)
- le fluage du béton est un phénomène rapidement activé avec la température. Nous avons mis en évidence la dépendance de l'état hydrique du matériau sur l'activation du fluage jusqu'à 400 °C, ce qui tend à confirmer certaines hypothèses d'explication de la DTT selon des considérations thermo-hydriques. A partir d'une formulation détaillée, nous avons également montré que le fluage, avec les déformations élastiques instantanées, contribuent de façon non négligeable à la déformation totale d'un élément de béton simultanément chauffé et mécaniquement chargé ⇒ § 2.6.6 (partie 2)

3- COMPORTEMENT THERMO-HYDRIQUE DES BETONS A PETITE ECHELLE

L'étude thermo-hydrigue à petite échelle peut se voir comme une étape de transition entre les essais de caractérisation des matériaux (résultats présentés au § 2-, partie 2) et les résultats des essais de comportement au feu des bétons (résultats présentés aux § 4- et 5-, partie 2). L'emploi d'un matériel expérimental complet (mesure des pressions, des températures et de la perte de masse) nous permet d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur les transferts de masse à haute température prenant place au sein du béton.

3.1 Matériel expérimental

Le matériel utilisé dans le cadre de cette étude pour la caractérisation thermo-hydrigue des bétons a été développé au CSTB par (Kalifa and Menneteau 2001). Par la suite, les essais sont appelés essais "PTM".

3.1.1 Vue d'ensemble du dispositif expérimental

Le dispositif mis au point (Figure 2) a pour objectif d'imposer une sollicitation thermique sur la face supérieure d'une éprouvette de béton prismatique ($30 \times 30 \times 12 \text{ cm}^3$), tandis que les 4 faces latérales sont entourées d'une isolation thermique. Il fournit donc une sollicitation thermique qui s'approche de conditions unidirectionnelles. Du point de vue de l'interface avec l'extérieur, les surfaces de l'éprouvette sont libres d'échange hydrique (éprouvette non étanchée).

Les éprouvettes sont instrumentées lors de leur coulage à l'aide de cinq sondes permettant de faire des mesures de pression et de température simultanément et au même endroit (Figure 143). Ce dispositif de mesure est présenté au § 3.1.2 (partie 2).

L'éprouvette pèse environ 25 kg. Durant l'essai, elle est placée en équilibre sur une balance de capacité 32 kg au moyen d'un trépied. Un bac de rétention est placé entre l'éprouvette et la balance de façon à retenir l'eau sortant par la face arrière de l'éprouvette (le bac de rétention est placé de façon à ne pas perturber la pesée de l'éprouvette).

Le dispositif de chauffage est constitué d'un ensemble d'éléments radiants en céramique, couvrant toute la surface de l'éprouvette et situé à 3 cm au-dessus de celle-ci. Sa puissance est de 5 kW et peut monter jusqu'à 800 °C. Le chauffage est régulé à l'aide d'une sonde de température incluse dans l'un des éléments chauffants. Une grille protège les éléments en céramique d'éventuels éclatements du béton.

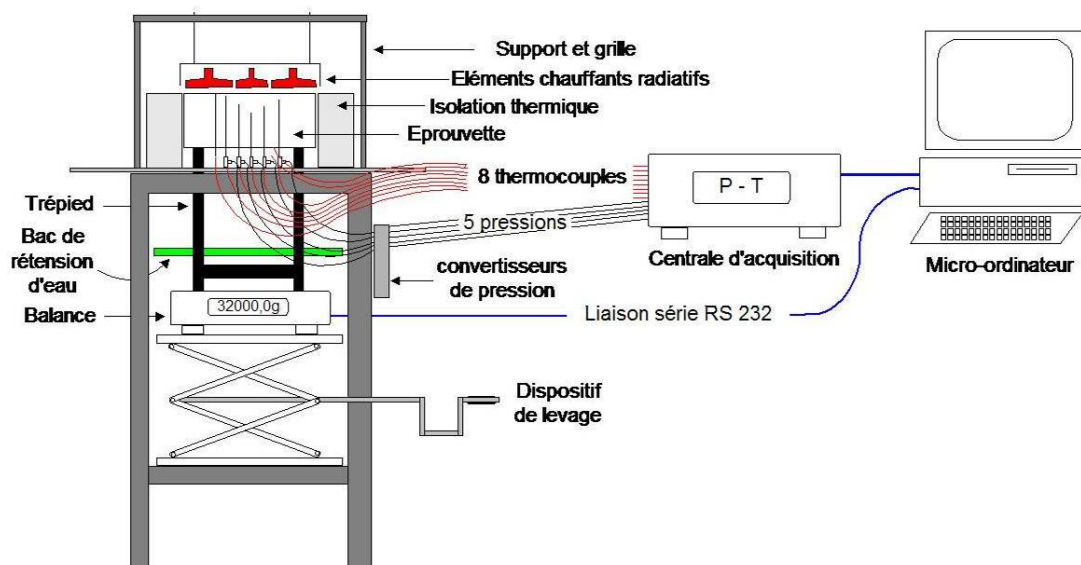


Figure 142 : vue d'ensemble du dispositif "PTM" de caractérisation thermo-hydrigue des bétons.

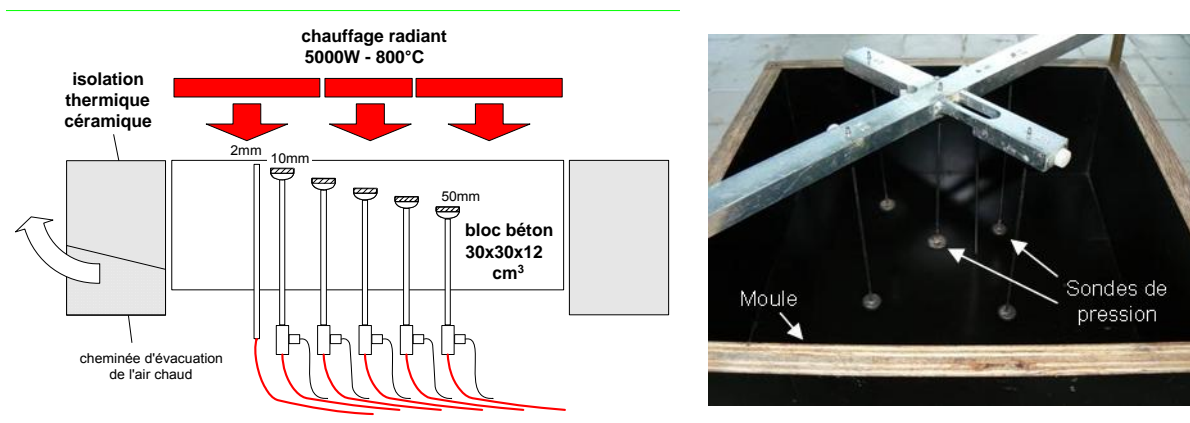


Figure 143 : à gauche, disposition des sondes dans l'éprouvette. La cheminée d'évacuation de l'air chaud est une entaille de 3 cm de large dans la partie basse d'un des blocs d'isolation thermique. A droite, cliché d'un moule équipée des sondes de mesure de pression avant coulage du béton.

3.1.2 Technique de mesure des pressions de vapeur et des températures

Les sondes pour la mesure de température et de pression sont constituées à l'une de leur extrémité d'un disque de métal fritté (taille maximale de pores 30 μm) de diamètre 12 mm et d'épaisseur 1 mm, serti dans une capsule en acier, elle-même soudée à un tube inox de diamètre extérieur 2 mm et de diamètre intérieur 1,6 mm (Figure 144). L'extrémité du tube équipée de ce disque de métal fritté est placée dans le béton.

L'autre extrémité du tube, qui sort sur la face inférieure (non chauffée) de l'éprouvette, est munie d'un connecteur étanche permettant en premier lieu de relier la sonde à un transducteur de pression piézo-électrique fixé sur le bâti. Cette connexion est faite via un tube flexible rempli d'huile silicone résistant à haute température. Le connecteur permet en second lieu de glisser un thermocouple chemisé (\varnothing 1,5 mm) dans le tube inox de façon à ce que la soudure chaude touche le disque en métal fritté. De cette façon, le dispositif permet de mesurer la pression de pore et la température simultanément et au même endroit de l'éprouvette de béton. Cinq sondes sont placées à l'intérieur d'un carré central de 10 x 10 cm^2 et à 10, 20, 30, 40 et 50 mm de distance de la surface chauffée (Figure 143). En outre, un tube simple est placé dans le béton pour le passage d'un thermocouple. Son extrémité est à 2 mm de la surface chauffée. Un dernier thermocouple est placé sur la face non exposée de l'éprouvette.

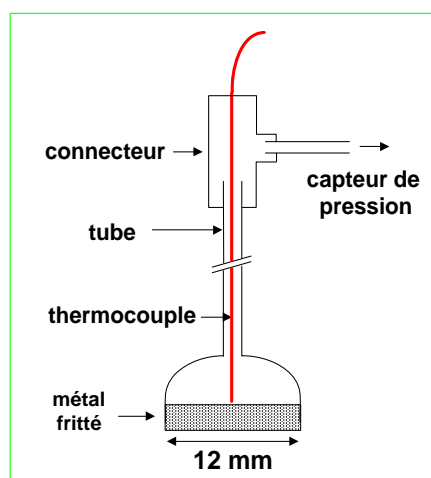


Figure 144 : coupe de principe sur une sonde de mesure de pression de pore et de température.

3.1.3 Précision sur les mesures de pressions de vapeur

➤ Rappels théoriques

Le béton est un matériau poreux généralement partiellement saturé d'eau liquide. Trois fluides remplissent l'espace poreux :

- l'eau liquide (eau libre et adsorbée),
- la vapeur d'eau,
- l'air sec.

L'espace poreux est caractérisée par la porosité du matériau ; les proportions volumiques de chaque fluide sont pilotées par le degré de saturation du matériau.

L'interface entre l'eau liquide et le gaz (vapeur d'eau + air sec) est caractérisée par un ménisque concave résultant de sa tension de surface et du faible rayon du pore de béton (équation de Laplace, voir par exemple dans *Benboudjema 2002*). Cela induit une discontinuité dans les pressions de fluide. La différence entre la pression d'eau liquide p_l et la pression de gaz p_g (somme de la pression de vapeur p_v et de la pression d'air sec p_a) est ainsi appelée pression capillaire p_c . L'équation de Kelvin, donnée par l'Eq. 30, permet de quantifier la pression capillaire à l'intérieur d'un pore de béton à partir de l'humidité relative du matériau.

$$p_c = p_l - p_g = p_l - (p_a + p_v) = \frac{\rho_l(T)RT}{M_l} \ln\left(\frac{p_v}{p_{vsat}(T)}\right) \quad \text{Eq. 30}$$

Avec :

p_c la pression capillaire en Pa,	ρ_l la masse volumique de l'eau liquide en kg.m^{-3} ,
p_l la pression d'eau liquide en Pa,	M_l la masse molaire de l'eau liquide en g.mol^{-1} (18
p_g la pression de gaz en Pa,	g.mol^{-1}),
p_a la pression de l'air sec en Pa,	R la constante des gaz parfaits,
p_v la pression de la vapeur d'eau en	T la température en K,
Pa,	et p_{vsat} la pression de vapeur saturante en Pa.

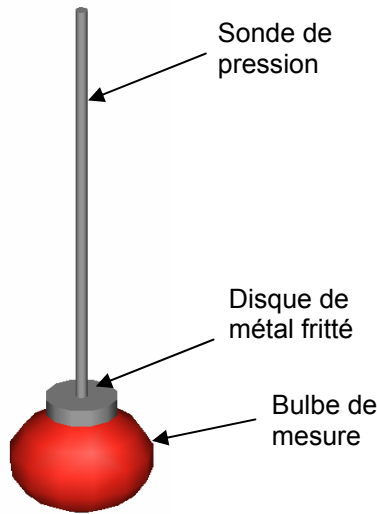
La pression capillaire peut atteindre des valeurs élevées (- 95 MPa pour une température de 300 K et une humidité relative de 50 %, *Benboudjema 2002*). L'équilibre entre les tensions de surface rencontrées dans un pore (interfaces eau liquide / gaz, eau liquide / solide et gaz / solide) conduit à des contraintes de compression s'appliquant au squelette solide du béton. Ces contraintes sont considérées comme étant en grande partie responsable du retrait de dessiccation du béton dans la gamme d'humidité relative 50 – 100 % (*Benboudjema et al. 2007*).

➤ Retour sur notre système de mesure des pressions

Nous faisons l'hypothèse que l'étendue de mesure d'une sonde de pression (cf 3.1.2) dans le béton prend la forme d'un "bulbe" sphérique autour du disque métallique fritté (Figure 145). Dans le tableau de la Figure 145, nous avons considéré deux cas envisageables pour la dimension d'un bulbe de mesure : une sphère dont le rayon est égal au rayon du disque métallique fritté et une sphère dont le rayon est égal au diamètre du disque. Nous considérons un béton de porosité 10 %, et dont les pores sont saturés d'eau liquide à 50 %. Nous portons donc également dans le tableau de la Figure 145 une estimation du volume de gaz inscrit dans un bulbe de mesure. Ce volume de gaz est compris entre 45 mm^3 et 362 mm^3 .

D'un autre côté, le volume libre d'une sonde de pression (c'est-à-dire le volume non occupé par le thermocouple) est d'environ 130 mm^3 . Ce volume étant du même ordre que le volume de gaz potentiellement inscrit dans un bulbe de mesure, le volume total de gaz (volume libre)

du système de mesure des pressions, du fait de l'intrusion d'une sonde dans le béton, est fortement majoré.



Rayon du bulbe (mm)	Volume du bulbe (mm ³)	Volume de pores dans le bulbe (mm ³)	Volume de gaz dans le bulbe (mm ³)
6	905	91	45
12	7238	724	362

Porosité de 10 %, saturation de 50 %

Figure 145 : hypothèse d'un bulbe de mesure autour d'une sonde de pression. Estimation du volume de gaz dans un bulbe de mesure en fonction de sa dimension.

Par ailleurs, l'effet de l'augmentation de la température sur l'eau contenue dans les pores du béton peut être illustré par le diagramme de phase "température-volume" de la Figure 146.

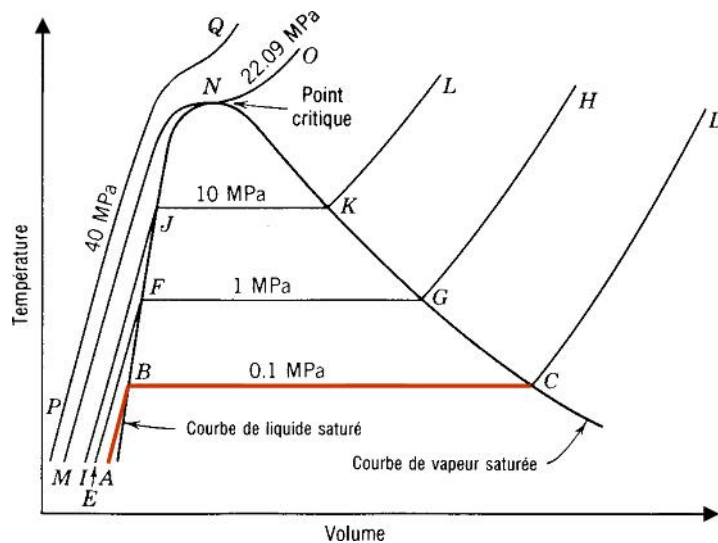


Figure 146 : diagramme de phase "température – volume" de l'eau.

A l'examen de ce diagramme, nous observons que le chauffage de l'eau liquide s'accompagne d'une faible augmentation de volume (segment AB du diagramme pour une pression de 0.1 MPa). En revanche, la phase de vaporisation s'accompagne, à température constante, d'une très forte augmentation de volume (segment BC du diagramme pour une pression de 0.1 MPa). Nous pouvons donc penser que seule la vapeur d'eau, du fait du grand volume qui accompagne la phase de vaporisation, est capable de compenser le grand volume libre constitué par l'ensemble bulbe de mesure - sonde de pression. Ceci sous-entend également de négliger la dilatation de l'air sec.

↳ En définitive, nous faisons l'hypothèse que les pressions de pore mesurées par notre système correspondent essentiellement à des pressions de vapeur.

3.1.4 Choix des sollicitations thermiques appliquées

L'un des objectifs des essais de caractérisation thermo-hydrigue est d'étudier l'influence de la sollicitation thermique sur les transferts de masse au sein du béton. Ces sollicitations thermiques sont appliquées à l'éprouvette selon différents choix de régulation des éléments chauffants du dispositif (pilotés par la mesure d'un thermocouple situé au contact des éléments chauffants). Quatre sollicitations sont ainsi appliquées :

- chauffage lent_1 : rampe de chauffage de $1\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$ jusqu'à $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ au niveau des éléments chauffants puis stabilisation de la température,
- chauffage lent_2 : rampe de chauffage de $10\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$ jusqu'à $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ au niveau des éléments chauffants puis stabilisation de la température,
- chauffage modéré : chauffage à pleine puissance des éléments chauffants jusqu'à ce qu'ils atteignent la température de $600\text{ }^{\circ}\text{C}$, puis stabilisation de la température,
- chauffage rapide : chauffage à pleine puissance des éléments chauffants jusqu'à ce qu'ils atteignent la température de $800\text{ }^{\circ}\text{C}$, puis stabilisation de la température.

Pour chaque sollicitation thermique, la température mesurée au niveau des éléments chauffants est présentée sur la Figure 147. Pour chacune d'entre elle, nous présentons sur la Figure 148 une mesure de la température à 2 mm de la face exposée de l'éprouvette. Ceci permet de comparer, pour les différentes sollicitations thermiques, l'énergie réellement fournie au béton par les éléments chauffants.

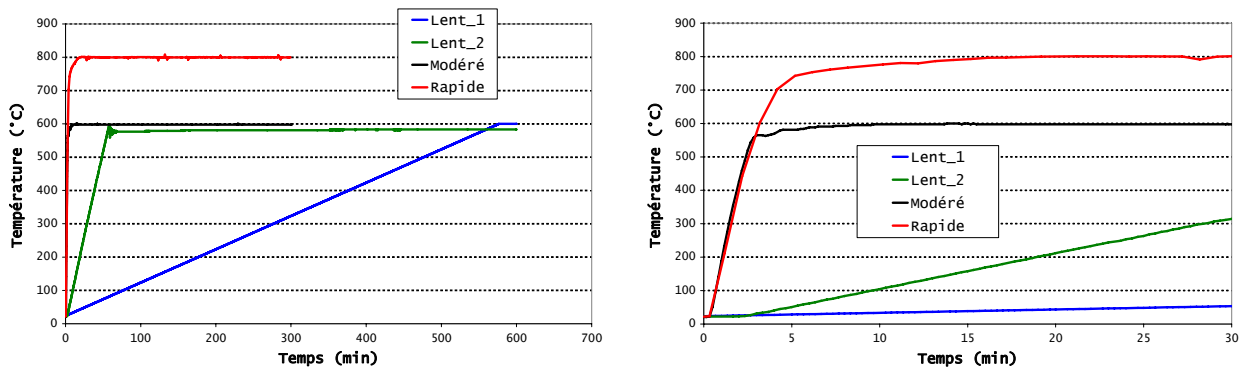


Figure 147 : évolution dans le temps de la température mesurée au niveau des éléments chauffants en fonction de la sollicitation thermique appliquée (deux échelles de temps sont représentées).

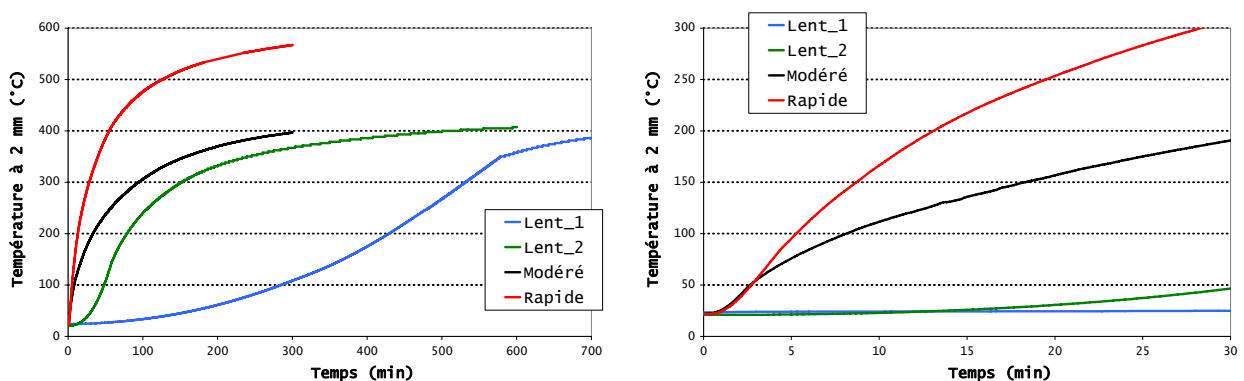


Figure 148 : évolution dans le temps de la température mesurée dans le béton à 2 mm de la surface exposée en fonction de la sollicitation thermique appliquée (le graphique de droite fait un zoom sur les courbes de température au départ du chauffage).

3.2 Programme expérimental

Le programme expérimental de la caractérisation thermo-hydrigue des bétons de l'étude à petite échelle est présenté dans le Tableau 19. Préalablement, deux essais de mesure de pressions de vapeur et de température ont été effectués sur deux éprouvettes cylindriques de B40 et le B60. Ces résultats sont présentés au § 3.3.1 (partie 2).

Paramètre étudié	E/C	Granulats	Fibres	Cure	Chauffage	Nb essais	Béton
Chauffage	0.54	C	/	Air_1	Rapide	2	B40
	0.54	C	/	Air_1	Modéré	2	B40
	0.54	C	/	Air_1	Lent_1 et 2	1+ 1	B40
	0.30	C	/	Air_1	Rapide	2	B60
Compacité	0.30	C	/	Air_1	Modéré	2	B60
	0.38	C	/	Air_1	Modéré	2	B55
Granulats	0.54	SC	/	Air_1	Modéré	2	B40SC
	0.54	SC	F2	Air_1	Modéré	2	B40SC_F2
Cure	0.54	C	/	Eau	Modéré	2	B40
	0.54	C	/	Sec	Modéré	2	B40
	0.30	C	/	Eau	Modéré	2	B60
	0.30	C	/	Sec	Modéré	2	B60
Fibres pp	0.54	C	F2	Air_1	Modéré	2	B40F2
	0.30	C	F1	Air_1	Modéré	2	B60F1
	0.30	C	F2	Air_1	Modéré	2	B60F2

30

Tableau 32 : programme expérimental des essais "PTM". E/C = rapport eau/ciment ; granulats : C = calcaires, SC = silico-calcaires ; fibres : / = pas de fibres, F1 = 1 kg.m⁻³, F2 = 2 kg.m⁻³ ; cure : voir § 1.3.2 (partie 2); chauffage : voir § 3.1.3 (partie 2).

3.3 Résultats

3.3.1 Mesures préalables sur éprouvettes cylindriques

Comme nous l'avons vu au § 1.1.4 (partie 1), le risque d'instabilité thermique existe pour des éprouvettes de béton cylindriques chauffées à une vitesse relativement lente (de l'ordre de 1 °C .min⁻¹). L'une des particularités de ces essais est le fait de chauffer l'éprouvette sur toutes ses faces, ce qui induit une concentration élevée de fluides au centre de l'éprouvette. Afin d'étudier le possible lien entre l'instabilité du matériau et la génération de pressions de vapeur, nous étudions le comportement thermo-hydrigue du B40 et du B60 dans des conditions similaires. Une éprouvette cylindrique (Ø 160 mm x h 320 mm) de chaque béton est ainsi équipée (avant coulage) de 3 sondes de mesure de pression et de thermocouples selon le schéma de la Figure 149. Ces éprouvettes sont ensuite placées horizontalement dans un four électrique où un tube en acier protège les parois intérieures

d'éventuelles projections de béton. L'éprouvette est chauffée à la vitesse de $1\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$ jusqu'à atteindre la température de $600\text{ }^{\circ}\text{C}$. La régulation du chauffage est pilotée par la mesure d'un thermocouple placé dans l'ambiance intérieure du four. Les mesures de température et de pressions de vapeur sont présentées sur la Figure 150.

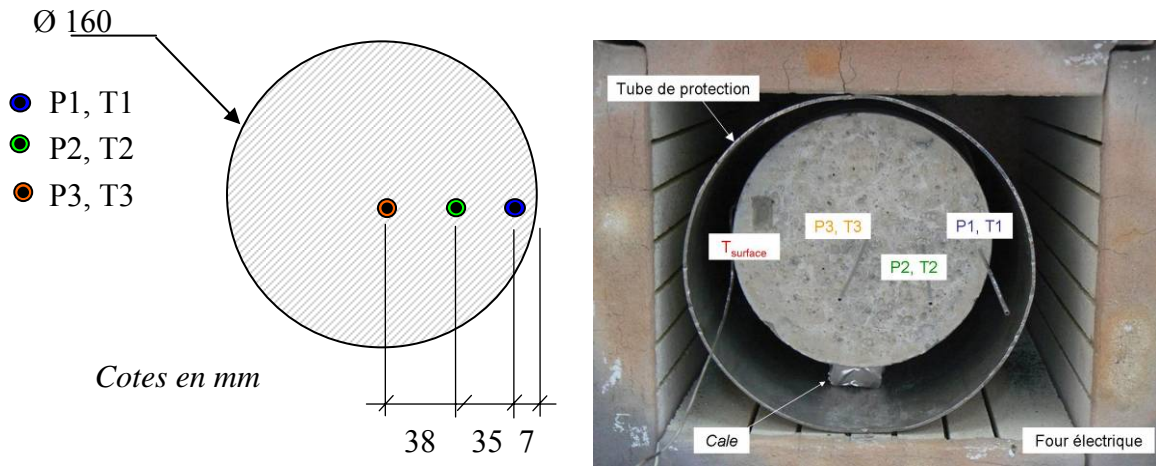


Figure 149 : à gauche, schéma d'implantation des sondes de mesure des pressions de vapeur et des thermocouples dans l'éprouvette cylindrique. A droite, cliché de l'éprouvette placée dans un four électrique protégé d'un tube métallique.

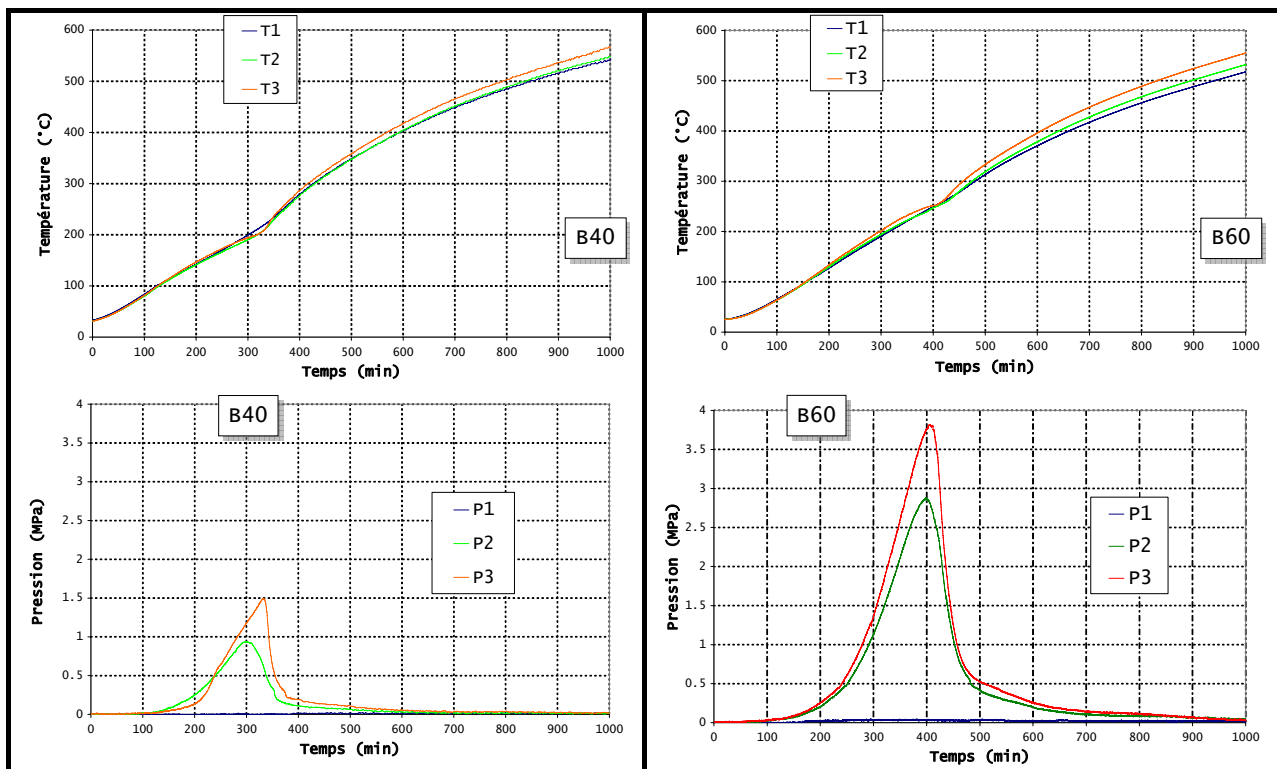


Figure 150 : mesures de pressions de vapeur et de température au sein d'une éprouvette cylindrique chauffée à $1\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$. A gauche, résultats obtenus sur le B40, à droite, résultats obtenus sur le B60.

A l'examen de la Figure 150, nous observons des pressions de vapeur plus élevées au sein du B60 que dans le B40. Ceci est attribué d'une part à la plus faible porosité du B60 (voir § 2.2.3, partie 2) et d'autre part à sa plus faible perméabilité au gaz (voir § 2.3.3, partie 2).

Pour les deux bétons, la pression mesurée à 7 mm de la surface chauffée reste nulle pour toute la durée du chauffage. Ceci est attribué au départ des gaz vers l'ambiance du four via la surface de l'éprouvette.

La diffusion de la chaleur est équivalente dans les deux bétons, conformément aux résultats du § 2.4.3 (partie 2), où nous avons mesuré des propriétés thermiques identiques pour les deux bétons. De plus, sous l'effet du chauffage relativement lent ($1\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{min}^{-1}$), de faibles écarts de mesure entre les trois thermocouples sont observés. Pour les deux bétons, un ralentissement de la diffusion thermique est observé. Ceci se manifeste par un léger aplatissement des courbes de température. Il est intéressant de noter que ce ralentissement de la température coïncide pour les deux bétons avec le pic de pression.

Le ralentissement de température semble donc correspondre à la phase de vaporisation de l'eau liquide contenue dans les pores du béton. Dans le cas du B60, dont la porosité et la perméabilité au gaz sont plus faibles, la vaporisation de l'eau liquide intervient pour des températures plus élevées que pour le B40. Nous rappelons également que la saturation en eau liquide (eau libre) du réseau poreux du B60 avant essai est beaucoup plus élevée que celui du B40 (78 % contre 43 %, voir résultats du § 1.3.2, partie 2). L'ensemble "ralentissement de la température – pic de pression" est ainsi observé aux alentours de $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ pour le B40 et aux alentours de $250\text{ }^{\circ}\text{C}$ pour le B60. Ce phénomène s'observe particulièrement bien en traçant l'évolution de la pression en fonction de la température. Cette opération est possible du fait de la mesure simultanée et au même point de la pression et de la température.

Les résultats sont portés sur la Figure 151 et démontrent également que nos mesures de pression correspondent bien à des pressions de vapeur (car les pressions mesurées sont quasiment confondues avec la courbe de pression de vapeur saturante).

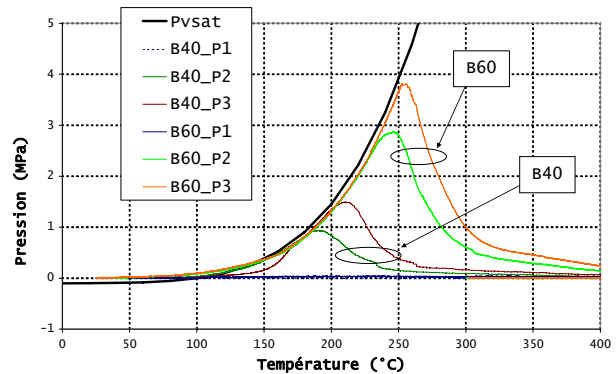


Figure 151 : évolution des pressions mesurées dans le B40 et le B60 en fonction de la température. Comparaison avec la courbe théorique de pression de vapeur saturante.

Dans le Tableau 33, nous proposons un récapitulatif des observations et éventuelles hypothèses d'explications précédemment décrites (les schémas du tableau sont légendés sur la Figure 152). Ce schéma concerne uniquement les transferts de gaz (principalement de vapeur), les transferts d'eau liquide ne sont pas traités.

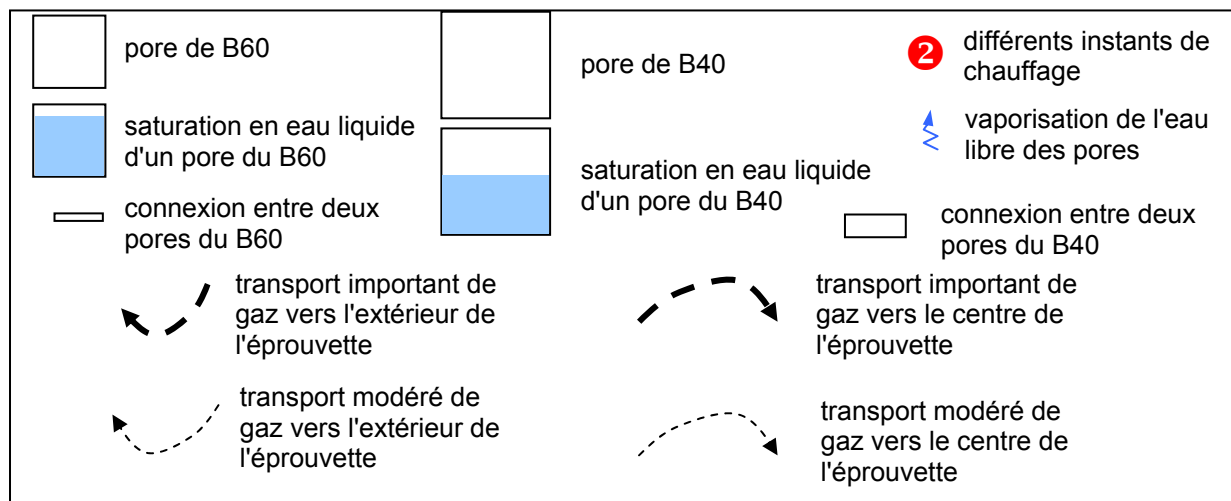


Figure 152 : explication des symboles utilisés pour les schémas du Tableau 33.

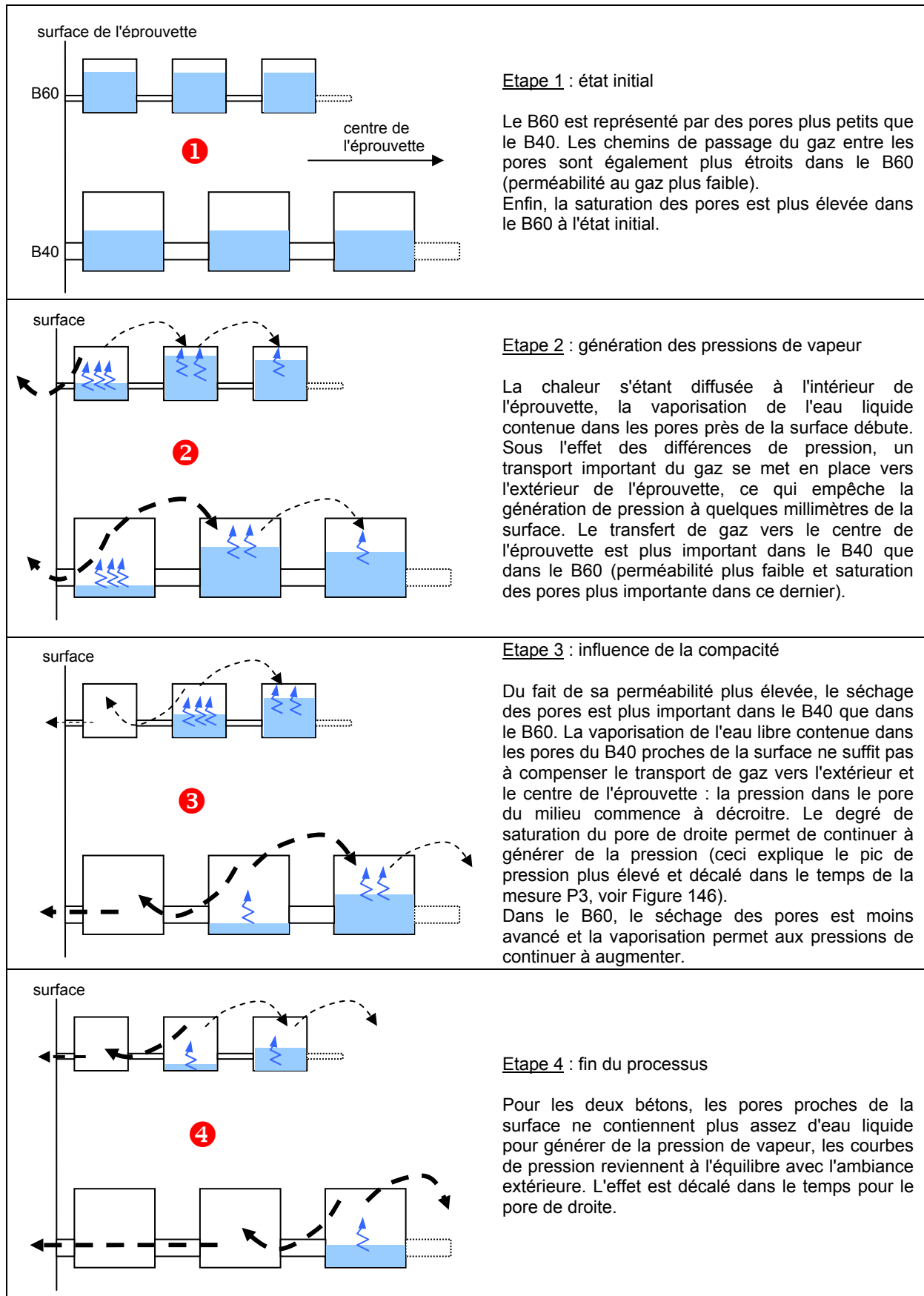


Tableau 33 : hypothèses d'explications aux observations expérimentales sur éprouvettes cylindriques (légende portée sur la Figure 152).

Enfin, les pressions de vapeur maximales mesurées sont de l'ordre de 1.5 MPa pour le B40 et de 3.7 MPa pour le B60. Si l'on utilise l'équation proposée par (*Lottman 2007*, cf 3.1.2, Figure 74), nous pouvons estimer que la contrainte de traction appliquée au squelette solide par ces pressions de vapeur est de 1.1 MPa pour le B40 et de 2.5 MPa pour le B60 (en utilisant les mesures de porosité à température ambiante présentés au § 2.2.3, partie 2).

D'après les résultats présentés au § 3.3.1 (partie 1), ces niveaux de contrainte représentent environ 46 % de la résistance en traction à température ambiante du B40 et environ 66 % pour le B60. Or les pressions maximales sont atteintes pour des températures de l'ordre de 200 à 250 °C, donc si l'on considère que la résistance en traction du béton à température ambiante est 1.25 fois plus élevée qu'à 250 °C (voir par exemple § 2.7.2, partie 1, et *Thelandersson 1972*), le niveau de contrainte appliquée au squelette solide atteint 57 % de la résistance du B40 et 83 % de celle du B60. Dans le cas du B60 en particulier, le niveau de contrainte de traction engendrée par les pressions de vapeur est élevé vis-à-vis de la capacité mécanique du matériau. Or aucun signe d'instabilité thermique n'a été observé durant les essais (un deuxième essai sur éprouvette non instrumentée a été réalisé pour chaque béton, confirmant cette observation). Autrement dit, un tel niveau de pression ne semble pas suffire à provoquer l'instabilité thermique du béton.

3.3.2 Observations générales sur les essais PTM

Similairement aux résultats obtenus sur éprouvettes cylindriques (§ 3.3.1, partie 2), les courbes de pression mesurées sur éprouvette prismatique avec le dispositif PTM (Figure 142) présentent un profil en "cloche". Cette allure peut à nouveau être expliquée par une première phase de génération de pression suivie d'une deuxième phase de décroissance des pressions. Cette deuxième phase semble être le fait du séchage progressif du matériau (transport de masse vers l'extérieur et l'intérieur de l'éprouvette). Deux ensembles de mesures de pression sont présentées à titre d'exemple sur la Figure 153.

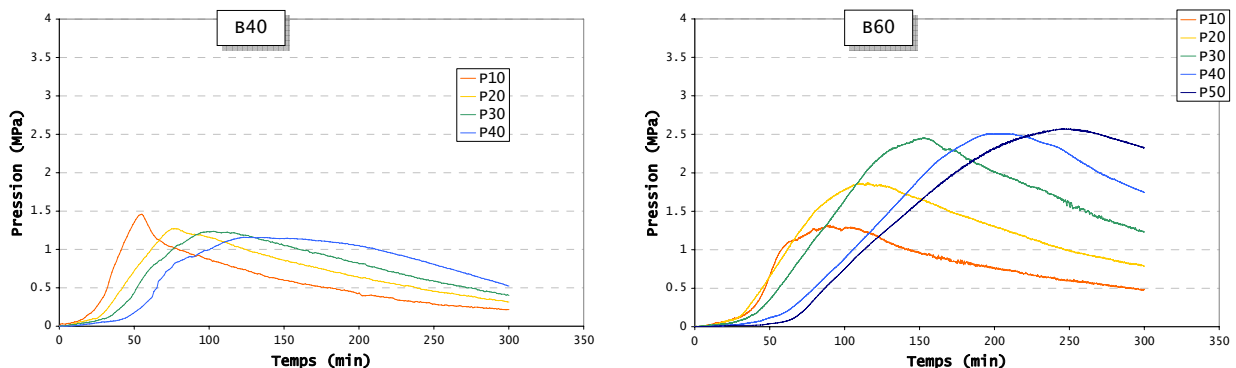


Figure 153 : mesure des pressions de vapeur dans le B40 (à gauche) et dans le B60 (à droite) sous chauffage modéré.

Concernant les mesures de température, nous n'observons pas d'écarts significatifs entre les différents bétons. Ceci est attribué aux propriétés thermiques relativement proches des différents bétons (voir § 2.4.3, partie 2). Un plateau de ralentissement de la température est cependant observé pour toutes les configurations d'essai, hormis pour les éprouvettes préséchées à 80 °C. Ce phénomène est illustré sur la Figure 154, où nous comparons, pour le B40 et le B60, les mesures de température entre une éprouvette conservée selon la cure Air_1 et une éprouvette préséchée à 80 °C.

Ce ralentissement de température est attribué ici aussi à l'énergie consommée par la vaporisation de l'eau. En parallèle, le ralentissement coïncide avec le pic de pression mesurée, comme nous pouvons le voir sur la Figure 155.

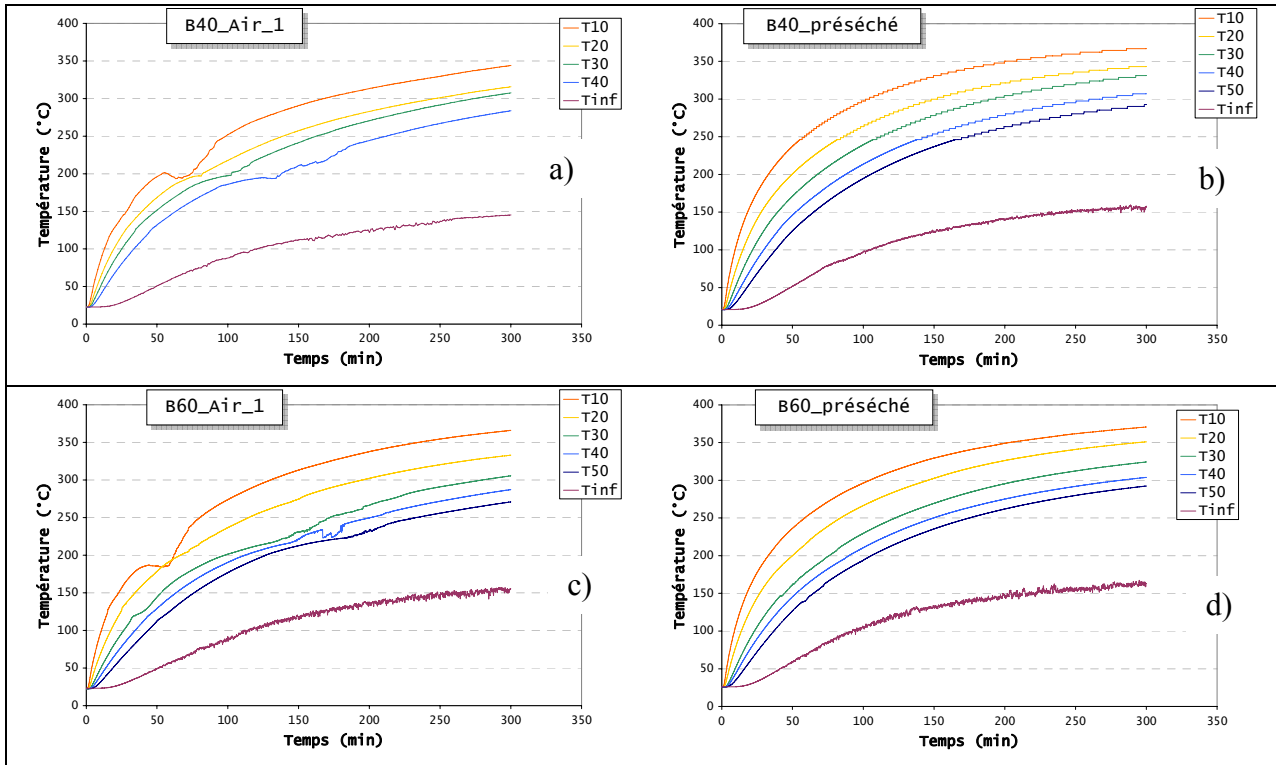


Figure 154 : températures mesurées dans le B40 et le B60 (chauffage modéré) selon la cure de l'éprouvette : a) et c) = éprouvette conservée selon cure Air_1 ; b) et d) = éprouvette préséchée à 80 °C.

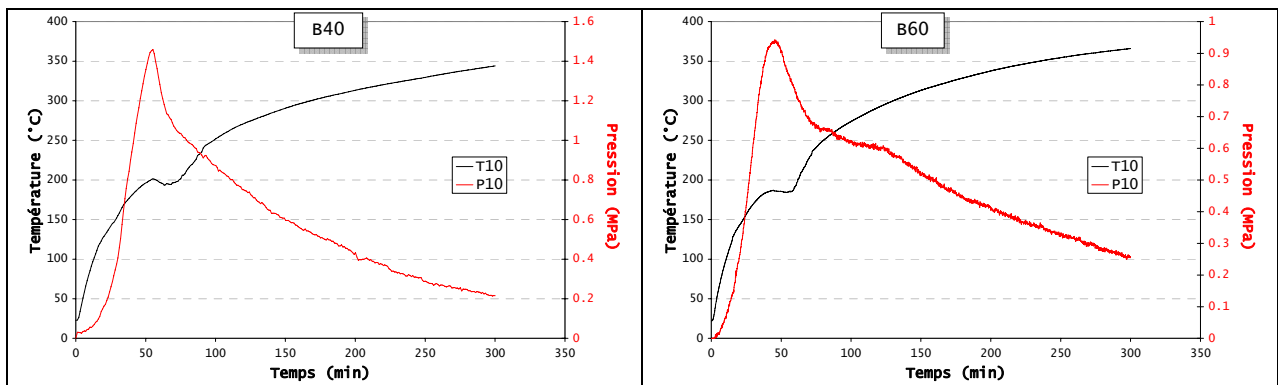


Figure 155 : superposition de la température et de la pression mesurée à 10 mm de la surface exposée sous chauffage modéré pour le B40 (à gauche) et le B60 (à droite).

Nous avons tracé sur la Figure 156 l'ensemble des points de coordonnées (Température mesurée au pic de pression ; Pic de pression) que nous comparons avec la courbe théorique de pression de vapeur saturante. Nous observons que pour une première série d'essais, les points sont relativement proches de la courbe de pression de vapeur saturante, confirmant bien que les pics de pression correspondent à la vaporisation de l'eau liquide contenue dans les pores. Pour une deuxième série d'essais, un grand nombre de points sont assez éloignés de la courbe théorique de pression de vapeur saturante et les pressions mesurées sont relativement faibles. Cette deuxième série d'essais concerne les bétons fibrés (B40F2, B40SC_F2, B60F1 et B60F2), les bétons préséchés à 80 °C, le B40SC et les essais réalisés sous chauffage rapide (§ 3.1.3, partie 2). Des hypothèses d'explication sont données dans les paragraphes suivants.

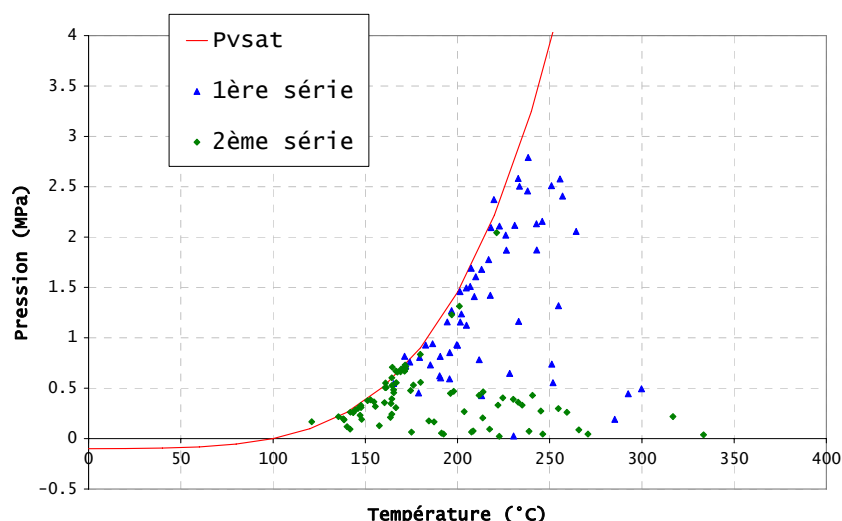


Figure 156 : ensemble des points expérimentaux de coordonnées (Température mesurée au pic de pression ; Pic de pression). Confrontation avec la courbe de pression de vapeur saturante.

Nous avons rassemblé dans le Tableau 34 l'ensemble des pressions maximales mesurées durant cette campagne de 30 essais.

Pressions de vapeur max en MPa			P10		P20		P30		P40		P50		
Béton	Cure	Chauffage	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
B40	Air_1	Lent_1	0.19	/	0.03	/	0.55	/	0.93	/	0.70	/	
		Lent_2	0.50	/	0.65	/	0.74	/	0.93	/	0.81	/	
		Modéré	1.16	1.46	/	1.27	1.41	1.24	1.49	1.16	1.51	/	
		Rapide	0.22	0.26	0.21	0.24	/	0.84	0.22	0.21	0.17	0.19	
	80 °C		0.04	0.07	0.04	0.09	0.04	0.04	0.07	0.09	0.06	0.02	
	Eau		0.78	0.81	0.45	0.59	0.62	0.85	0.72	0.45	0.76	0.82	
B40F2	Air_1	Modéré		0.31	0.26	0.28	0.56	0.35	/	0.36	0.38	0.32	0.37
B40SC				0.43	0.43	0.53	0.47	0.56	0.48	0.53	0.45	0.66	0.73
B40SC_F2				0.46	0.19	0.55	0.30	/	0.38	/	0.20	0.33	0.23
B55				1.13	1.16	1.42	1.69	1.87	2.02	2.12	2.09	2.58	2.37
B60					1.32	0.94	1.87	2.06	2.46	2.16	2.51	2.13	2.58
		Rapide	2.04	1.31	1.23	0.27	0.17	0.07	0.13	0.18	0.12	0.09	
	80 °C		0.30	0.27	0.33	0.33	0.39	0.36	0.40	/	0.46	/	
	Eau		1.68	1.61	2.50	0.73	1.78	0.55	2.79	0.93	0.43	2.11	
B60F1	Air_1	Modéré		0.51	0.45	0.31	0.58	0.69	0.26	0.51	0.74	0.71	0.06
B60F2				/	/	0.39	0.67	0.48	0.66	0.67	0.72	0.60	0.69

Tableau 34 : pressions de vapeur maximales en fonction de la profondeur de mesure. Pour chaque configuration d'essai, les cases jaunies correspondent à la profondeur de mesure donnant la pression maximale. / = sonde défectueuse ou essai non réalisé.

La gamme de pressions mesurée s'étend de 0.03 MPa à 2.79 MPa. Il semble que les pressions les plus importantes sont générées dans une zone située entre 30 et 50 mm de la surface exposée.

Enfin, il est important de noter que sur l'ensemble des essais, aucun signe d'instabilité thermique du béton n'a été observé.

L'influence des différents paramètres sur les transferts thermo-hydriques au sein du béton, et en particulier la génération de pression de vapeur dans les pores du matériau, est analysée dans les prochains paragraphes.

3.3.3 Influence de la compacité des bétons

Nous présentons sur la Figure 157 l'évolution avec le temps des pressions de vapeur mesurées pour le B40, le B55 et le B60 (deux essais par béton).

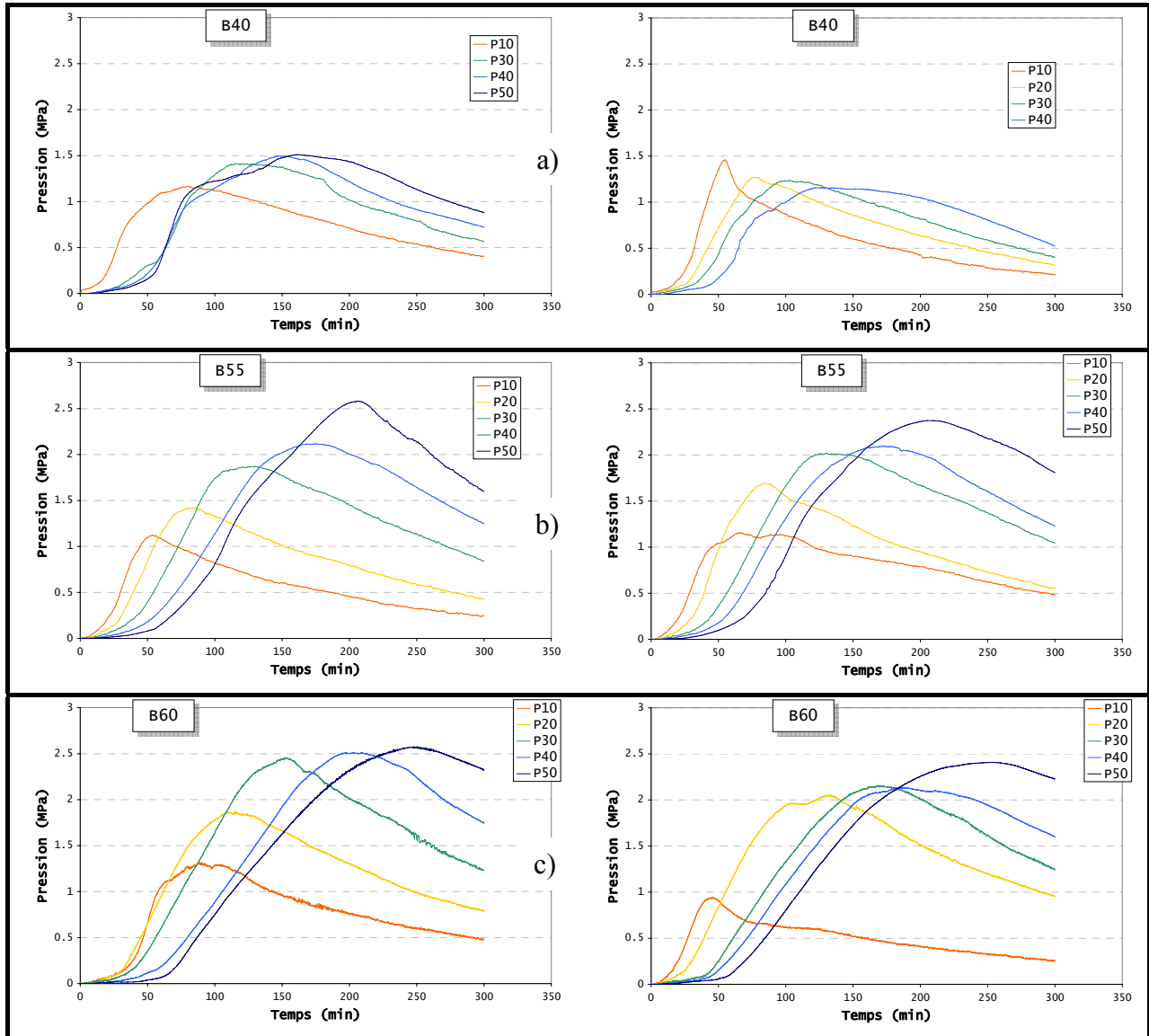


Figure 157 : évolution dans le temps et à différentes distances de la surface exposée des mesures de pressions de vapeur : a) pour le B40, b) pour le B55 et c) pour le B60. (Chauffage modéré et cure Air_1).

L'allure des courbes est identique pour les 3 bétons : un profil en "cloche" s'observe pour toutes les profondeurs de mesure. Le B55 et le B60 ont un comportement similaire, ce qui est attribué à leurs propriétés très proches à température ambiante (voir § 2.1, partie 2). La Figure 158 présente le profil des pressions maximales mesurées pour les 3 bétons. Les pressions de vapeur dans le B40 sont globalement plus faibles que dans le B55 et le B60 en raison de sa porosité et perméabilité au gaz plus élevées. De plus, le degré de saturation du B40 avant essai est moins élevée que dans le B60.

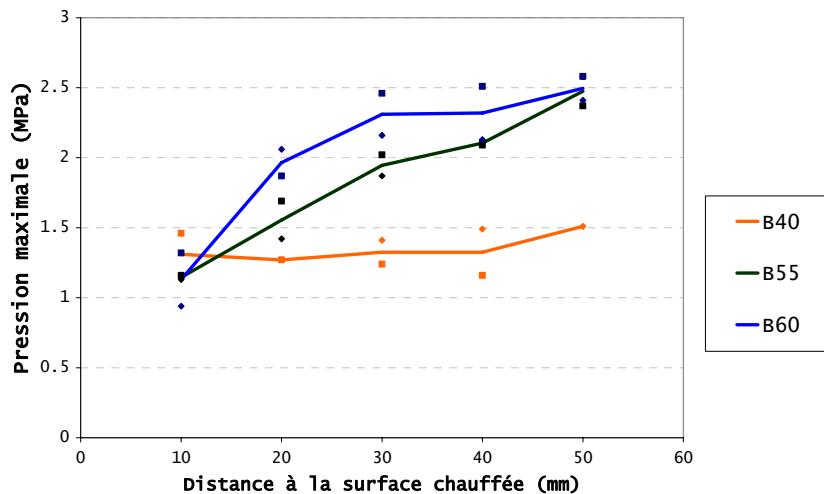


Figure 158 : profil des pics de pression mesurés pour le B40, le B55 et le B60. (Chauffage modéré et cure Air_1).

3.3.4 Influence de la sollicitation thermique

La Figure 159 présente les profils des pressions maximales mesurées dans le B40 et le B60 en fonction de la sollicitation thermique appliquée à l'éprouvette.

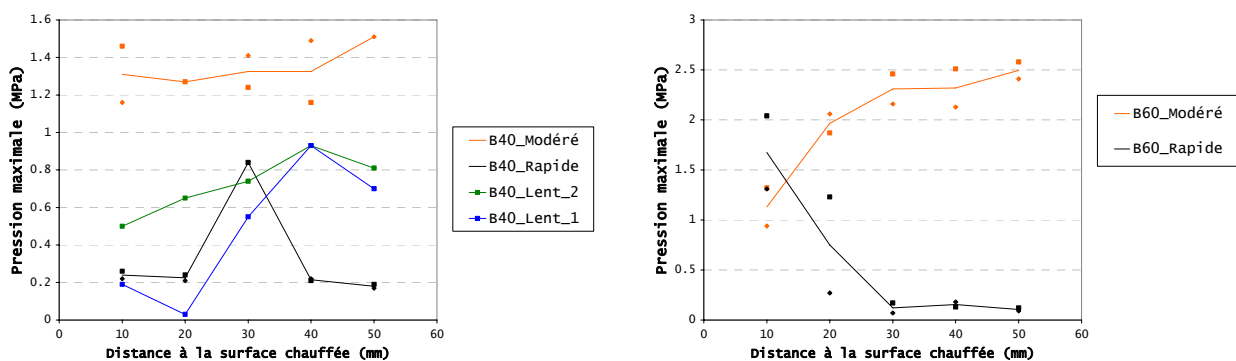


Figure 159 : profil des pics de pression mesurés en fonction de la sollicitation thermique pour le B40 (à gauche) et le B60 (à droite).

Les pressions mesurées dans le B40 lors des essais Lent_1 et Lent_2 sont globalement plus faibles que lors de l'essai sous chauffage modéré. Dans ces conditions, il semble que la diffusion de la chaleur est suffisamment lente pour permettre aux fluides de se déplacer (séchage du matériau) sans engendrer d'importantes pressions de vapeur. La vitesse de perte de masse de ces configurations de chauffage est présentée sur la Figure 160.

Dans le cas du chauffage rapide, nous observons après essai un réseau de fissures sur la face exposée de l'éprouvette ainsi que de larges fissures verticales (ouverture de l'ordre de 1 mm) sur les faces latérales (Figure 161). D'importantes traces d'humidité sont également observées autour des fissures, témoignant de la création de chemins de passage privilégiés aux fluides lors du chauffage (il est important de noter qu'après les essais sous chauffage modéré, aucune fissure de ce type n'est observée sur l'éprouvette). Le départ facilité des fluides est mis en évidence sur la Figure 160, où nous observons que la perte de masse relative (séchage + déshydratation du matériau) et la vitesse de perte de masse sont beaucoup plus élevées dans le cas du chauffage rapide. Par ailleurs, les pressions générées sont beaucoup plus faibles que dans le cas du chauffage modéré. Ceci s'observe à la fois pour le B40 et le B60 (Figure 159). Autrement dit, sous l'effet du chauffage rapide, la perméabilité de l'éprouvette aux fluides est fortement augmentée, réduisant ainsi les

pressions générées et facilitant le transport des fluides. L'augmentation de la perméabilité du matériau est attribuée à un endommagement important de l'éprouvette lorsque celle-ci est soumise au chauffage rapide.

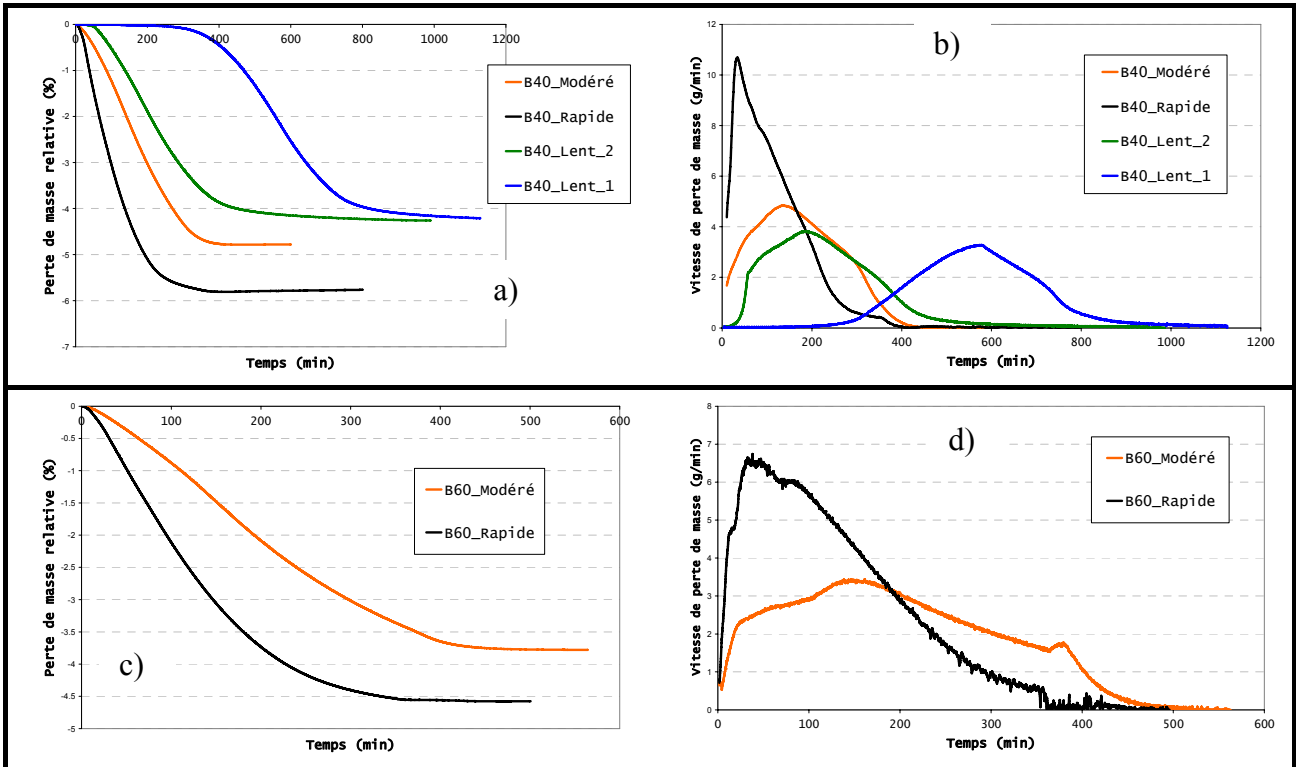


Figure 160 : évolution avec le temps de la perte de masse relative en fonction de la sollicitation thermique pour : a) le B40 et c) le B60. Evolution avec le temps de la vitesse de perte de masse en fonction de la sollicitation thermique pour : b) le B40 et d) le B60.

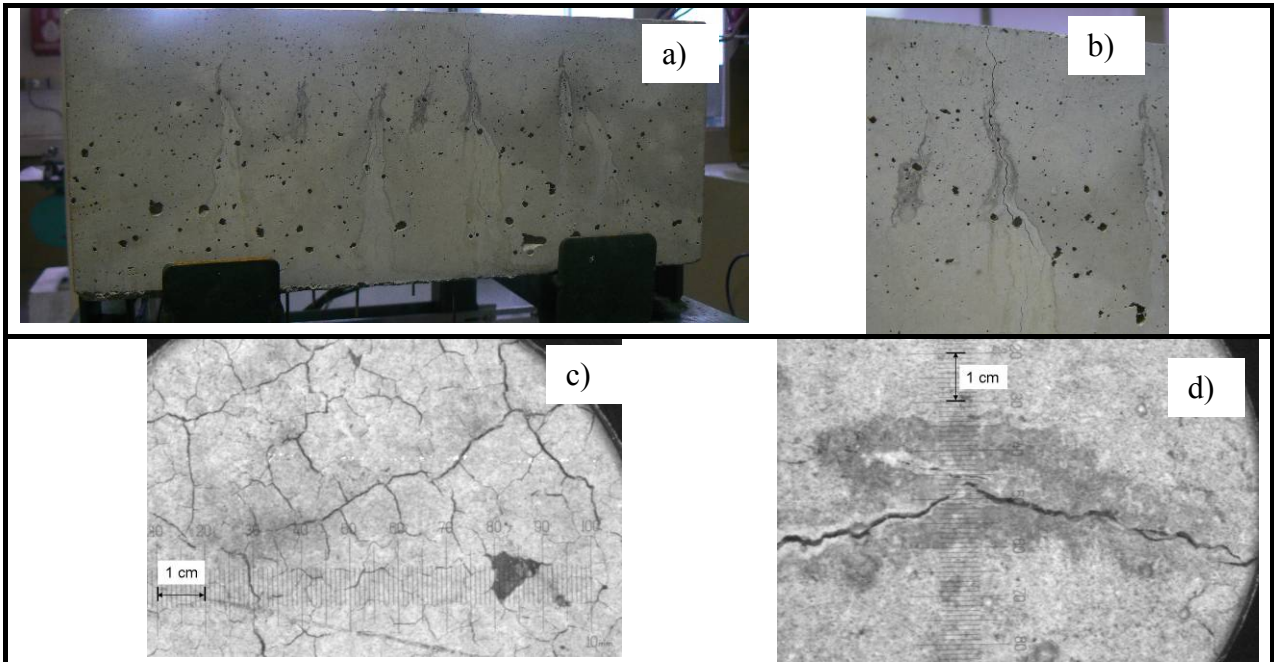


Figure 161 : clichés de l'éprouvette de B40 après le chauffage rapide. a) et b) : vue des faces latérales avec mise en évidence des fissures et des traces d'humidité. Clichés au microscope optique : c) de la face exposée et d) d'une fissure sur l'une des faces latérales.

Le fait que le chauffage rapide augmente la perméabilité aux fluides de l'éprouvette est attribué :

- au niveau de température atteint dans l'éprouvette qui est plus élevé que lors d'un essai sous chauffage modéré (voir Figure 147 et Figure 148 du § 3.1.3, partie 2). Sous l'effet de températures plus hautes, des transformations physico-chimiques se poursuivent ou apparaissent au sein du matériau. En particulier, la déshydratation des CSH et l'incompatibilité de déformation entre la pâte de ciment durcie et les granulats engendrent un endommagement thermique du béton,
- à la vitesse de chauffage plus élevée, dont l'effet est d'augmenter les gradients thermiques à proximité de la surface chauffée (voir Figure 147 et Figure 148 du § 3.1.3, partie 2). Ces gradients engendrant à leur tour des contraintes thermomécaniques, contribuent à l'augmentation de l'endommagement sous chauffage rapide.

L'effet de l'endommagement, engendré par la sévérité de la sollicitation thermique, sur les transferts thermo-hydriques au sein du béton est schématisé sur la Figure 162.

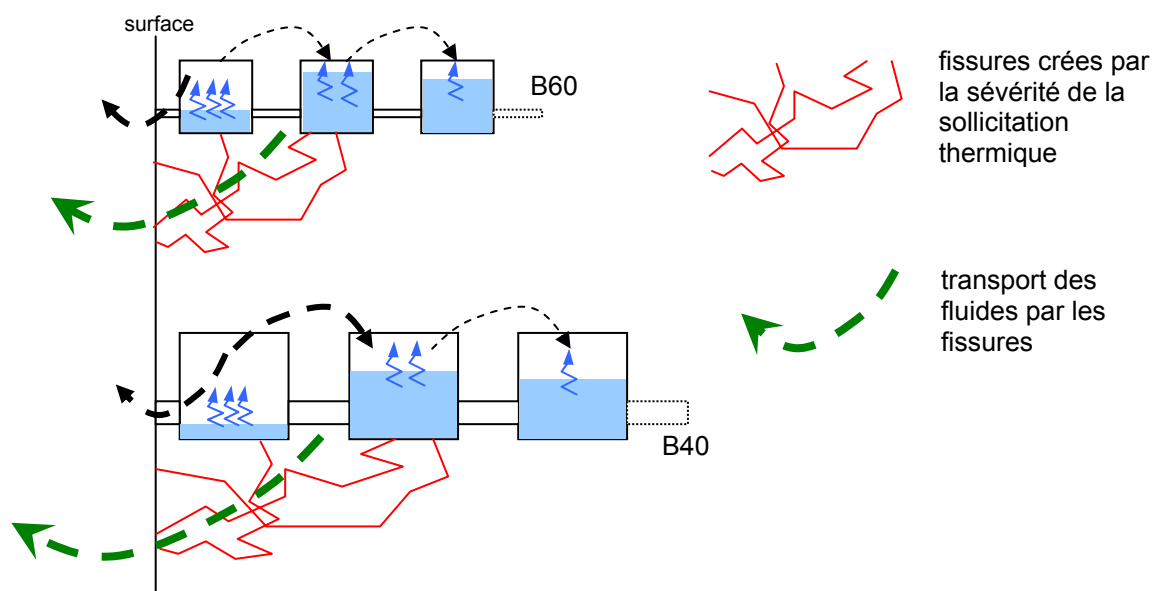


Figure 162 : schématisation de l'augmentation de la perméabilité de l'éprouvette sous chauffage rapide du fait de la création de fissures (étape 2 du Tableau 33, légende portée sur la Figure 152).

3.3.5 Influence de la nature des granulats

La Figure 163 présente le profil des pressions maximales mesurées sous chauffage modéré pour le B40 et le B40SC. Malgré des propriétés très proches à température ambiante (propriétés mécaniques § 2.1 , porosité § 2.2.3 et perméabilité § 2.3.3, partie 2), les pressions générées dans le B40SC sont de 2 à 3 fois plus faibles que celles générées dans le B40. De la même façon que pour expliquer l'influence de la sollicitation thermique, nous attribuons cette différence de comportement à l'endommagement important de l'éprouvette de B40SC par rapport à celle du B40. En effet, après l'essai sous chauffage modéré, l'éprouvette de B40SC présente un type de fissuration similaire aux éprouvettes exposées au chauffage rapide : de nombreuses fissures apparaissent en surface exposée ainsi que des fissures verticales sur les faces latérales de l'éprouvette. Des traces d'humidité sont également observées autour des fissures. Nous pouvons donc penser que les fissures créées constituent un passage privilégié pour le transport des fluides vers l'extérieur de l'éprouvette, ce qui peut avoir pour conséquence d'empêcher la génération de fortes

pressions de vapeur. De plus, les mesures de perméabilité au gaz sur disques chauffés (§ 2.3.3, partie 2) nous montrent que le B40SC a une perméabilité beaucoup plus élevée que celle du B40, et ceci dès 250 °C. Ceci permet d'expliquer l'écart important entre les pressions générées dans les deux bétons.

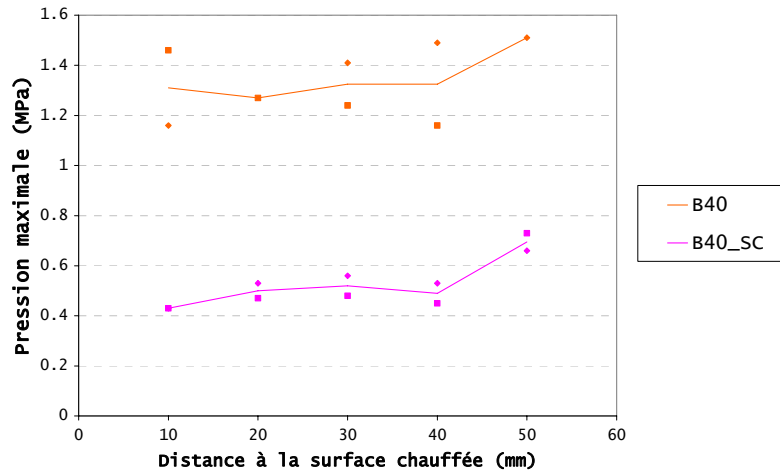


Figure 163 : profil des pics de pression mesurés pour le B40 et le B40SC. (Chauffage modéré et cure Air_1).

L'endommagement observé sur le B40SC est attribué à la nature siliceuse de certains de ses granulats, et plus particulièrement aux silex. En effet, ces derniers ayant un fort coefficient de dilatation thermique, les incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats sont d'autant plus fortes, générant par conséquent un endommagement important (fissuration) à leur interface. Pour rappel, nous pensons que l'endommagement engendré par les granulats silico-calcaires est également à l'origine de l'augmentation de la porosité et de la perméabilité au gaz du B40SC à 250 °C (§ 2.2.3 et 2.3.3, partie 2), de sa forte dilatation thermique (§ 2.6.3, partie 2) et enfin de l'importante dégradation de ses propriétés mécaniques (§ 2.6.4, partie 2).

L'effet de l'endommagement, engendré par la nature des granulats, sur les transferts thermo-hydrauliques au sein du béton est schématisé sur la Figure 164.

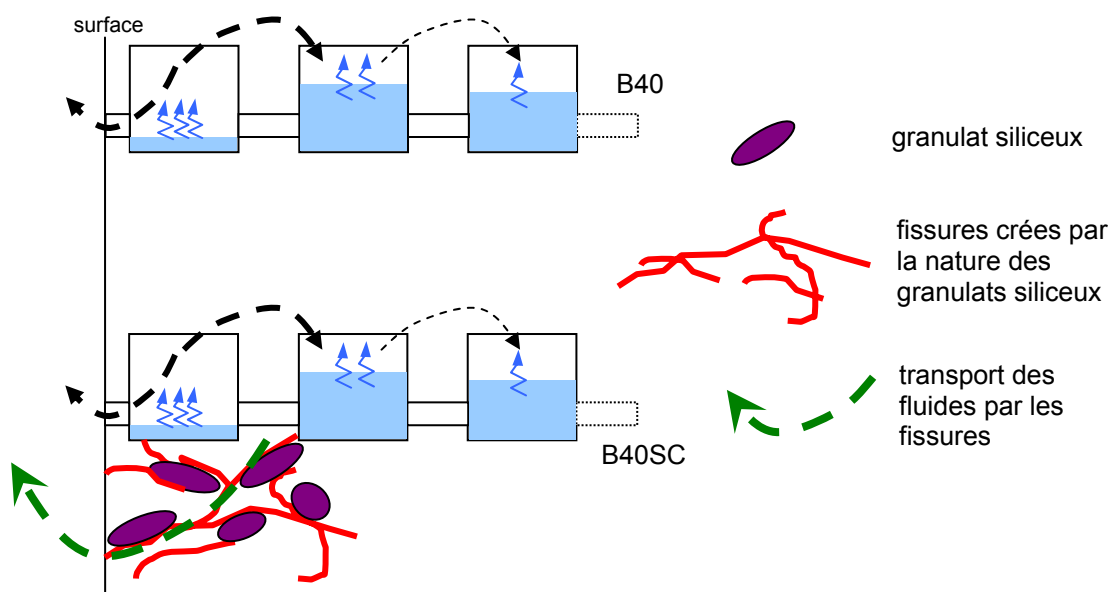


Figure 164 : schématisation de la différence de comportement entre le B40 et le B40SC sous chauffage modéré (étape 2 du Tableau 33, légende portée sur la Figure 152).

3.3.6 Influence du dosage en fibres de polypropylène

La Figure 165 présente les profils de pression maximale mesurés sous chauffage modéré pour le B40 et le B40F2 en fonction de la présence ou non de fibres de polypropylène (dosage : 2 kg.m^{-3}).

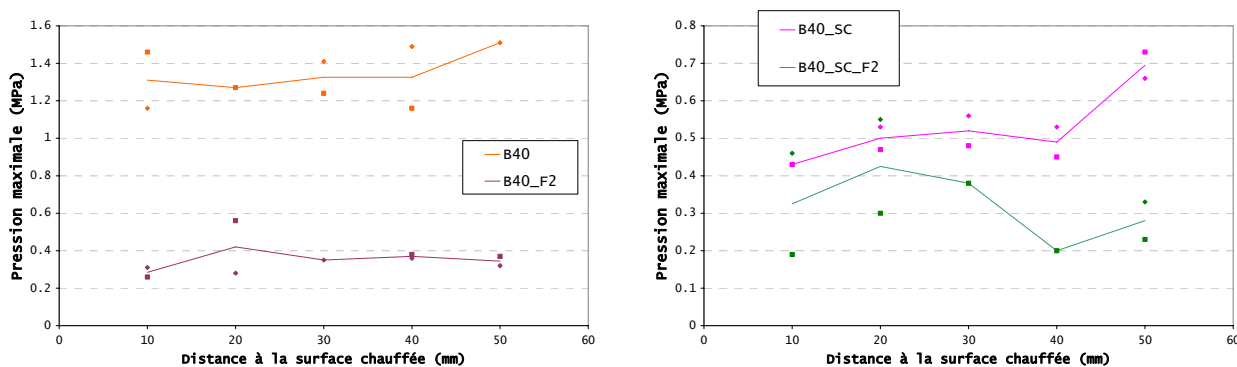


Figure 165 : profil des pics de pression mesurés en fonction de la présence de fibres de polypropylène pour le B40 (à gauche) et le B40SC (à droite).

Concernant le B40, l'ajout de 2 kg.m^{-3} de fibres de polypropylène permet de diviser par plus de trois les pressions de vapeur. Cela est possible grâce à l'augmentation de la perméabilité du B40F2 par rapport au B40 au delà de $170 \text{ }^\circ\text{C}$, température de fusion des fibres (pour rappel, à $250 \text{ }^\circ\text{C}$, la perméabilité au gaz des bétons fibrés est 7 fois plus élevée que celle mesurée sur bétons non fibrés, voir § 2.3.3, partie 2). L'effet des fibres est moins évident pour le B40SC. En effet, les pressions de vapeur du béton non fibré sont déjà très faibles (voir § 3.3.5, partie 2) car sa perméabilité ne nécessite pas l'effet de la fusion des fibres pour atteindre des valeurs élevées (voir § 2.3.3, partie 2).

La Figure 166 présente les profils de pression maximale mesurés sous chauffage modéré pour le B60 en fonction du dosage en fibres de polypropylène : 0, 1 et 2 kg.m^{-3} . L'effet favorable des fibres s'observe également sur le B60 : les pressions générées dans les bétons fibrés sont plus de trois fois plus faibles que dans le béton non fibré. Ici aussi, ceci est attribué à la perméabilité au gaz plus élevée du B60F2 que celle du B60, au delà de $170 \text{ }^\circ\text{C}$, température de fusion des fibres (voir § 2.3.3, partie 2). Par ailleurs, il est intéressant de noter que le dosage en fibres de polypropylène ne semble pas influencer la génération des pressions (du moins pour les dosages testés). En effet, le profil de pression du B60F1 et du B60F2 sont quasiment confondus. Cela semble mettre en évidence l'existence d'un seuil efficace de dosage en fibres de polypropylène. D'après les travaux de (*Bentz 2000, Kalifa 2001*), il peut s'agir d'un seuil de percolation dont l'existence est lié au réseau connecté formé du volume libre créé par la fusion des fibres, de la fissuration engendrée autour des fibres lorsqu'elles fondent et des fissurations aux interfaces entre la pâte et les granulats du fait de leur incompatibilité de déformation. Les mesures de masse présentées sur la Figure 167 confirment l'observation faite sur les pressions : la plus forte perméabilité des bétons fibrés facilite le transport des fluides et accélère donc le séchage du matériau. En revanche, l'influence du dosage en fibres est de nouveau peu évident.

La recherche du seuil optimal de dosage en fibres de polypropylène doit permettre entre autre de réduire les problèmes liés aux propriétés des bétons fibrés à l'état frais (problème de maniabilité). Cependant, la recherche de ce seuil ne peut pas se faire uniquement grâce à des mesures de pression sur petites éprouvettes : si celles-ci permettent d'observer efficacement le rôle favorable des fibres sur les transferts thermo-hydriques du béton, elles ne permettent pas de s'assurer de la bonne performance du matériau vis-à-vis des risques d'instabilité thermique. C'est pourquoi des essais au feu ISO et HCM réalisés sur le B60 sont présentés dans les paragraphes suivants (§ 4- et 5-, partie 2).

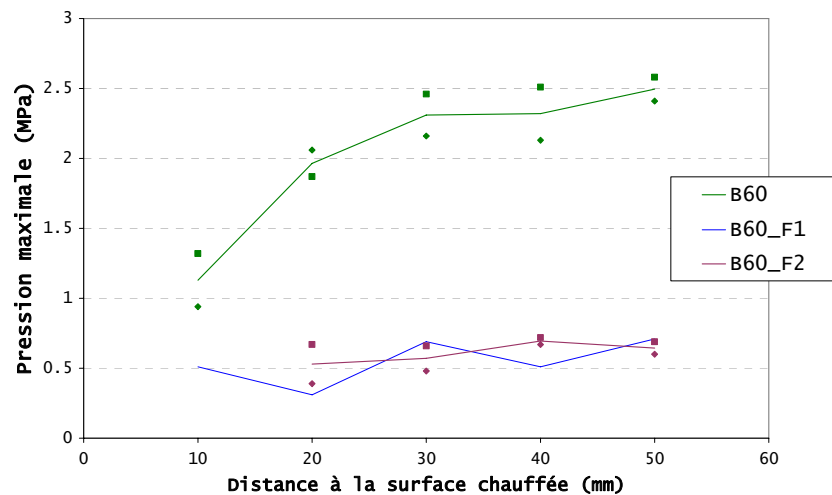


Figure 166 : profil des pics de pression mesurés du B60 en fonction du dosage en fibres de polypropylène.

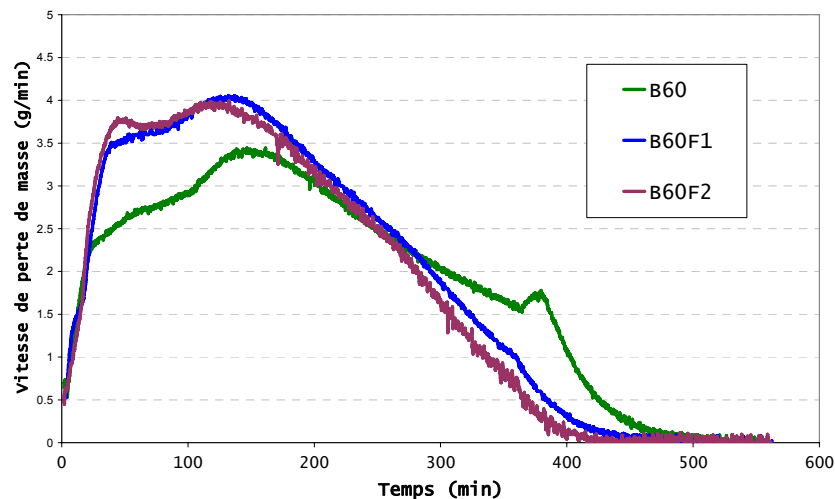


Figure 167 : évolution avec le temps de la vitesse de perte de masse du B60 en fonction du dosage en fibres de polypropylène.

3.3.7 Influence de l'état hydrique initial

La Figure 168 présente les profils de pression maximales mesurées sous chauffage modéré pour le B40 et le B60 en fonction de la cure des éprouvettes : Air_1, préséchées à 80 °C ou conservées dans l'eau.

Pour les deux bétons, le fait de présécher les éprouvettes à 80 °C réduit fortement les pressions générées. L'effet est particulièrement observable pour le B40 pour lequel les pressions de vapeur mesurées sur éprouvette préséchée sont pratiquement nulles. Cela montre que dans le cas du B40, seule l'eau initialement libre du matériau, autrement dit l'eau évaporable à 80 °C, est responsable de la génération des pressions de vapeur. Toute l'eau qui est libérée par déshydratation du matériau ne semble donc pas contribuer à la génération des pressions de vapeur. Dans le cas du B60, la réduction des pressions de vapeur par préséchage de l'éprouvette est moins prononcée que dans le B40 mais reste toutefois importante. Nous pouvons penser qu'en raison de la faible perméabilité de ce béton, l'eau qui est libérée par déshydratation reste suffisamment longtemps dans les pores pour contribuer à la génération des pressions. Enfin, grâce aux mesures de perte de masse présentées sur la Figure 169, nous pouvons quantifier la quantité d'eau libre et d'eau liée

libérée durant le chauffage : respectivement 4.22 % et 0.55 % pour le B40, 3 % et 0.76 % pour le B60. La teneur en eau libre du B40 est plus importante dans le B40 en raison de la plus grande quantité d'eau ajoutée au coulage (188 kg.m^{-3} de béton pour le B40 contre 165 kg.m^{-3} pour le B60). En revanche, la teneur en eau liée est plus importante dans le B60, probablement du fait de sa plus grande quantité de ciment (550 kg.m^{-3} de béton pour le B60 contre 350 kg.m^{-3} pour le B40).

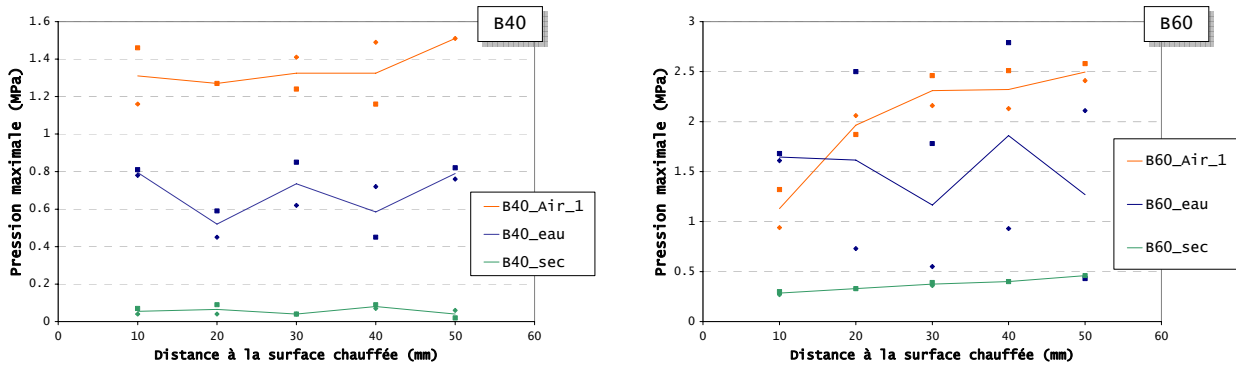


Figure 168 : profil des pics de pression mesurés en fonction de la cure pour le B40 (à gauche) et le B60 (à droite).

Concernant les éprouvettes stockées dans l'eau, et dont on peut estimer que la saturation des pores est proche de 100 %, il est étonnant de remarquer que pour les deux bétons, les pressions de vapeur sont globalement plus faibles que celles mesurées dans les éprouvettes conservées selon la cure Air_1. Nous attribuons ce phénomène à un possible endommagement supplémentaire du matériau du fait de la saturation des pores des éprouvettes stockées dans l'eau. L'un des effets de cet endommagement peut être, similairement aux essais réalisés sous chauffage rapide et ceux réalisés sur le B40SC, de faciliter le transport des fluides par de la fissuration et ainsi générer moins de pression de vapeur dans le matériau. Cet endommagement peut être causé par la forte dilatation thermique de l'eau (matériau de plus quasi-incompressible) au sein des pores, pouvant induire de fortes contraintes de traction dans le squelette solide et de possibles fissures. Cette hypothèse est appuyée par un comportement particulier observé durant les essais réalisés sur éprouvettes stockées dans l'eau : des crépitements en surface exposée sont audibles entre la dixième et la vingtième minute de l'essai. De tels sons ne sont pas audibles pour tous les autres essais. Nous pensons que ces crépitements correspondent à l'ouverture de nombreuses micro-fissures à proximité de la surface exposée, pouvant par conséquent accélérer le transport des fluides. Cela s'observe sur les courbes de vitesse de perte de masse de la Figure 169 : pour les deux bétons, et jusqu'aux alentours de la centième minute de l'essai, la perte de masse est plus rapide dans les bétons saturés.

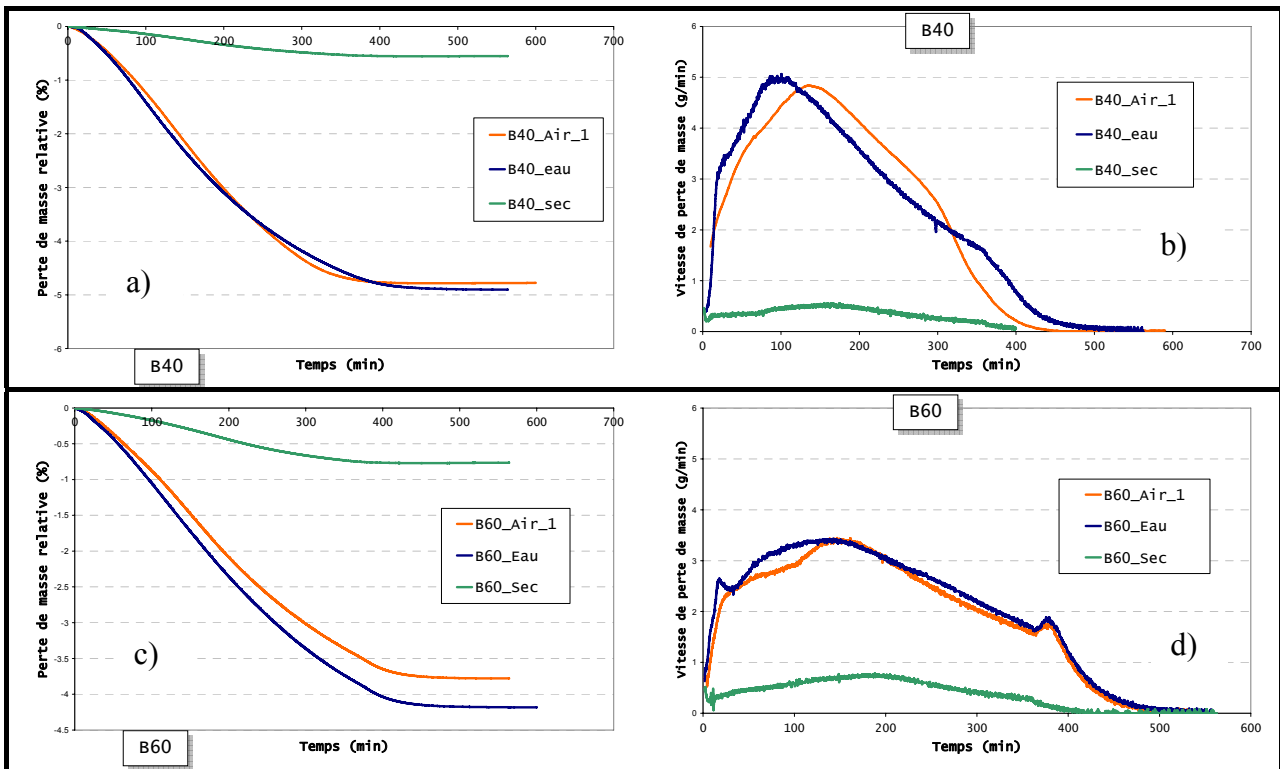


Figure 169 : évolution avec le temps de la perte de masse relative en fonction de la cure pour : a) le B40 et c) le B60. Evolution avec le temps de la vitesse de perte de masse en fonction de la cure pour : b) le B40 et d) le B60.

3.4 Synthèse des principales observations

Les essais présentés dans ce paragraphe consistent pour la plupart à solliciter le béton sous un régime thermique relativement peu sévère : chauffage lent sur éprouvettes cylindriques (§ 3.3.1, partie 2), essais PTM avec chauffage lent et modéré (§ 3.3.4, partie 2). Pour ces essais, la génération des pressions de vapeur semble être en adéquation avec le cadre de modélisation thermo-hydrigue théorique. Ainsi, les observations suivantes peuvent relever de l'intuition :

- les pressions de vapeur sont plus élevées dans les bétons les plus compacts (perméabilité et porosité plus faibles et saturation plus importante) \Leftrightarrow § 3.3.1 et 3.3.3 (partie 2)
- la présence de fibres de polypropylène permet de réduire fortement les pressions de vapeur (augmentation de la perméabilité), excepté pour le béton de granulats silico-calcaires \Leftrightarrow § 3.3.6 (partie 2)
- le préséchage du matériau à 80 °C permet de réduire fortement les pressions de vapeur (évacuation de l'eau libre du matériau) \Leftrightarrow § 3.3.7 (partie 2)

D'un autre côté, les essais montrent qu'un endommagement important du béton permet de réduire fortement les pressions de vapeur. Plusieurs paramètres semblent engendrer l'endommagement suffisant à la détente des pressions de vapeur :

- l'augmentation de la sévérité de la sollicitation thermique, en termes de vitesse de chauffage et de température atteinte, permet de réduire fortement les pressions de vapeur (endommagement thermo-chimique et thermo-mécanique du matériau) \Leftrightarrow § 3.3.4 (partie 2)
- à l'échelle mesoscopique, la présence de granulats siliceux (et surtout de silix) permet de réduire fortement les pressions de vapeur (fortes incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats) \Leftrightarrow § 3.3.5 (partie 2)

- la saturation initiale du réseau poreux semble endommager le matériau et permet de réduire faiblement les pressions de vapeur (dilatation thermique de l'eau quasi-incompressible) ⇔ § 3.3.7 (partie 2)

4- COMPORTEMENT AU FEU ISO DES BETONS

Après avoir déterminé l'évolution avec la température des principales propriétés du matériau (§ 2-, partie 2) et après avoir caractérisé le comportement thermo-hydrigue des bétons à petite échelle (§ 3-, partie 2), nous présentons dans cette partie les résultats des essais au feu ISO réalisés sur dallettes. Ces essais se rapprochent des conditions géométriques et thermiques rencontrées lors d'un incendie. Ils doivent nous permettre d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur les risques d'instabilité thermique. L'analyse des résultats nous permettra, dans la dernière partie du document, de discuter des mécanismes qui peuvent être à l'origine des instabilités.

4.1 Matériel expérimental

Les essais ont été réalisés sur un équipement disponible à la division de résistance au feu du CSTB.

4.1.1 Description du dispositif expérimental

Les essais de comportement au feu ISO ont été menés sur des dallettes de béton de dimensions $L\ 700 \times l\ 600 \times ep\ 150\ mm^3$. Les dallettes sont posées horizontalement sur un four à gaz (propane) équipé de 8 brûleurs. La dimension de la surface exposée au feu des dallettes est de $600 \times 420\ mm^2$. Les dallettes sont simplement appuyées sur deux de leurs côtés sur une bande de laine de roche d'épaisseur 25 mm. La surface de chaque appui est de $600 \times 140\ mm^2$. Les deux autres côtés de la dallette sont libres. Deux massifs de béton réfractaires de dimensions $L\ 600 \times l\ 300 \times 150\ mm^3$ sont placés de part et d'autre de la dallette afin d'occulter l'ouverture horizontale du four. Une bande de laine de roche d'épaisseur 25 mm est interposée entre chaque massif réfractaire et la dallette. Le principe du dispositif expérimental est présenté à la Figure 170.

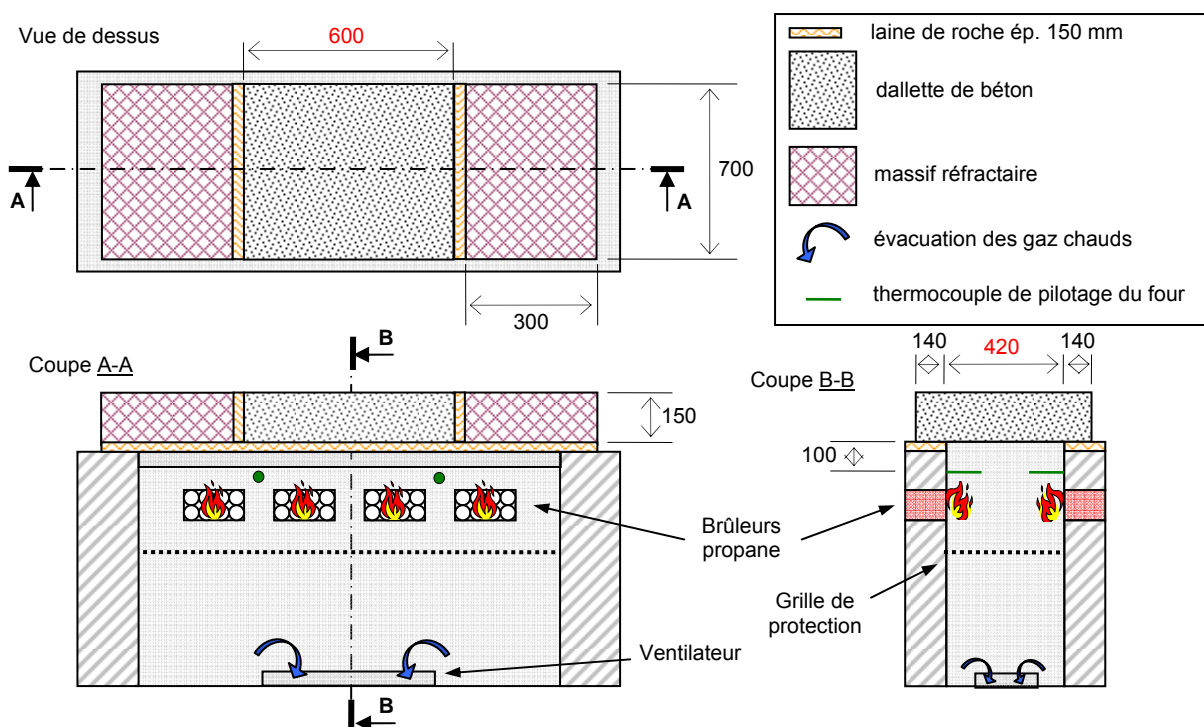


Figure 170 : schéma du four à gaz (propane) avec une dallette de béton.

L'alimentation en gaz des 8 brûleurs du four est pilotée manuellement grâce au suivi durant l'essai des températures mesurées par 4 thermocouples. Ces thermocouples sont placés dans l'ambiance du four, à environ 10 cm de la surface exposée de la dalle. En fonction de l'écart des températures avec la courbe théorique ISO (ou d'une autre courbe de consigne), l'alimentation des brûleurs est régulée manuellement par un opérateur durant l'essai.

4.1.2 Instrumentation des dalles

Les dalles sont uniquement ferrillées sur leur périphérie par un cadre d'acier HA de diamètre 8 mm. Ce renforcement doit permettre de sécuriser les opérations de manutention de la dalle, surtout après essai. Une douille de levage est placée dans chaque angle de la surface non exposée au feu de la dalle (voir en annexe 4 le schéma de ferrillage).

Dans le but d'étudier les transferts thermo-hydriques durant le chauffage, les dalles sont équipées de sondes de mesure des pressions. Ces sondes, ainsi que le système de mesure et d'acquisition des pressions de vapeur, sont identiques à celles utilisées lors des essais PTM ; le principe est présenté au § 3.1.2 (partie 2). De même, un thermocouple chemisé est introduit dans chaque sonde afin de mesurer simultanément et au même endroit la température et la pression de vapeur. Sauf exception, deux dalles sont testées pour chaque configuration d'essai (voir au § 4.2, partie 2, la présentation du programme expérimental) et leur instrumentation est différente :

- une des deux dalles est équipée de trois sondes de mesure de pression, situées à 10, 20 et 30 mm de la surface exposée au feu (Figure 171-a),
- la deuxième dalle est uniquement équipée de 2 sondes de mesures de pression, situées à 10 et 30 mm de la surface exposée. En revanche, cette dalle est équipée d'une "échelle" de thermocouples, nous permettant de suivre la diffusion de la chaleur dans toute l'épaisseur de la dalle (Figure 171-b).

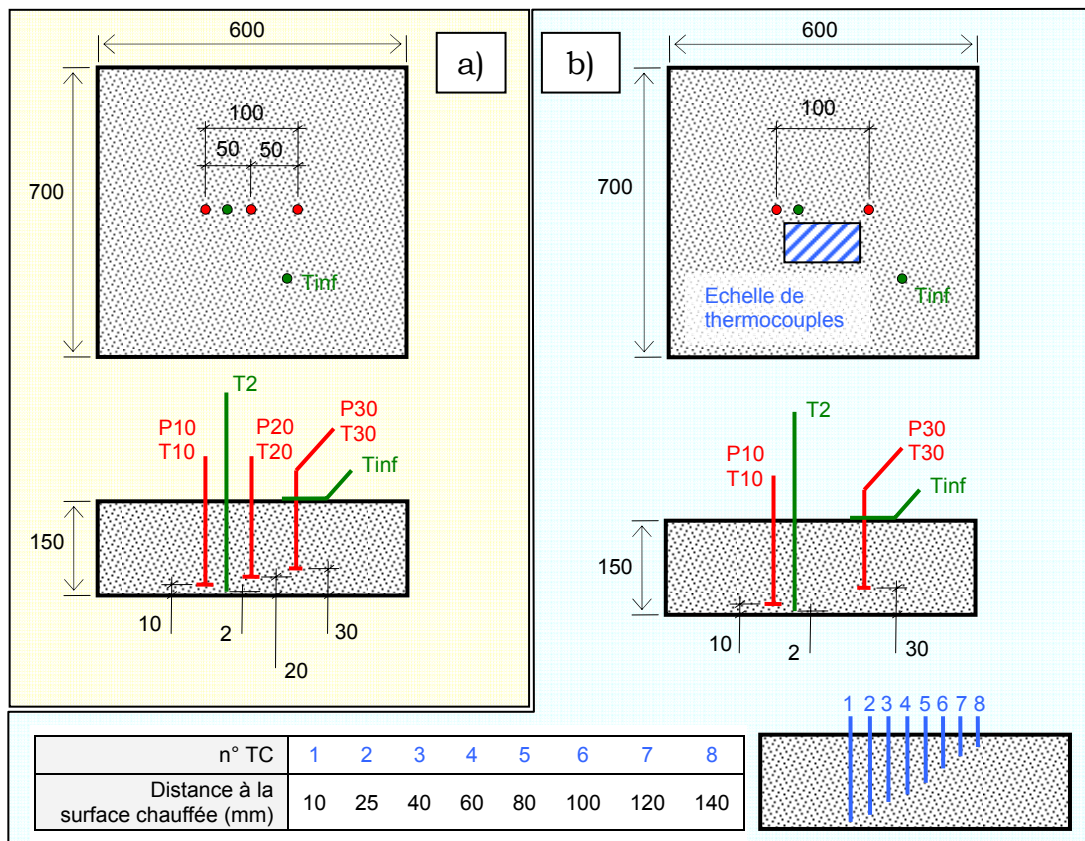


Figure 171 : principe d'instrumentation des dalles : P = mesure de pression, T = mesure de température.

De la même façon que lors des essais PTM, l'extrémité d'un tube creux est placée à 2 mm de la surface exposée au feu de la dalle. Un thermocouple est ensuite introduit dans ce tube. Enfin, un thermocouple est également placé sur la surface non exposée de la dalle.

4.1.3 Sévérité de la sollicitation ISO

Hormis les essais visant à étudier l'influence de la sollicitation thermique (§ 4.3.7, partie 2), le scénario thermique retenu est la courbe normalisée ISO834. Cette sollicitation, dont le but est de s'approcher des conditions d'un incendie dans un bâtiment, est définie par l'Eq. 31.

$$T_{ISO}(t) = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + T_0 \quad \text{Eq. 31}$$

Avec $T_{ISO}(t)$ la température des gaz dans le four en ($^{\circ}\text{C}$), T_0 la température initiale dans le four en ($^{\circ}\text{C}$) et t le temps en (min). A titre de comparaison, la Figure 172 présente l'évolution de la température mesurée à 10 mm de la surface exposée dans le cas d'un essai ISO, d'un essai PTM sous chauffage modéré et d'un essai PTM sous chauffage rapide (voir pour rappel le § 3.1.3, partie 2). Nous remarquons que la sollicitation thermique est plus sévère dans le cas de la courbe ISO en termes de gamme de température atteinte dans le béton et de vitesse de chauffage.

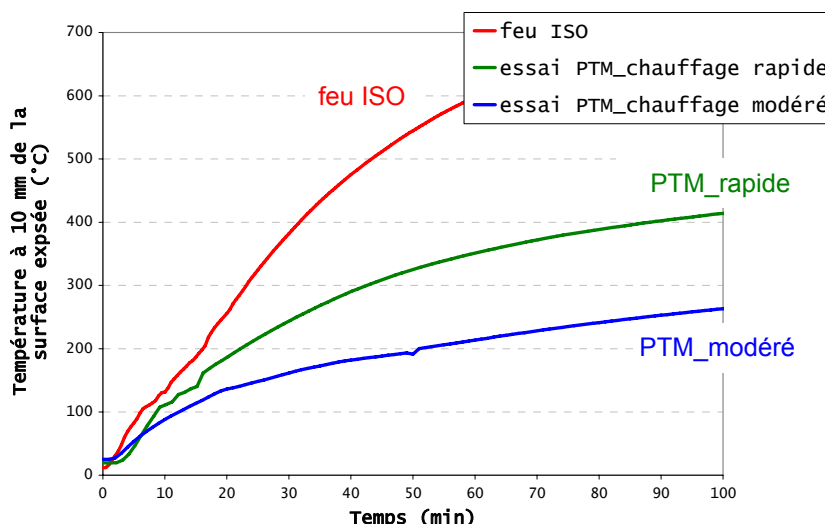


Figure 172 : évolution avec le temps de la température mesurée dans le béton à 10 mm de la surface exposée selon la sollicitation thermique : feu ISO (1 heure) et chauffages modéré et rapide des essais PTM (voir § 3.1.3, partie 2).

4.1.4 Caractérisation des instabilités thermiques

Durant l'essai, les éventuelles instabilités thermiques en face exposée de la dalle sont directement observées par l'expérimentateur par une petite ouverture dans l'enceinte du four. Une caméra vidéo est également positionnée à proximité d'une des ouvertures du four pour filmer la face exposée de la dalle. Enfin, un microphone est placé près du four. Il permet d'isoler et d'enregistrer les événements sonores liés aux instabilités thermiques.

Après essai, un relevé de la profondeur de béton éjecté est réalisé sur la surface exposée de la dalle, suivant une grille de mesure de maille 40 x 40 mm². Les différentes profondeurs sont relevées par un pied à coulisse numérique puis sont entrées dans un code de calcul aux éléments finis (Cast3m) afin de tracer les cartographies de béton éjecté. La profondeur maximale de béton éjecté z_{\max} est ensuite déterminée. Deux profondeurs moyennes de béton

éjecté sont calculées : z_{moy}^{totale} se ramène à la surface exposée totale de la dalle et $z_{moy}^{ecaillée}$ se ramène uniquement à la surface de la dalle où l'instabilité du béton est observée. La confrontation des deux profondeurs moyennes permet de d'estimer l'étendue de la dalle concernée par l'instabilité thermique du béton.

4.2 Programme expérimental

Le programme expérimental des essais au feu ISO réalisés sur dalles est présenté dans le Tableau 19. Les essais intitulés "solution technologique" (dernière ligne du tableau) sont traités dans la dernière partie du document (§ 1.4, partie 3).

Paramètre étudié	E/C	Granulats	Fibres	Cure	Chauffage	Nb essais	Béton
Vitesse de chauffage	0.54	C	/	Air_2	ISO	2	B40
	0.54	C	/	Air_2	Lent	2	B40
	0.30	C	/	Air_2	ISO	2	B60
	0.30	C	/	Air_2	Lent	1	B60
Compacité	0.38	C	/	Air_2	ISO	2	B55
Granulats	0.54	SC	/	Air_2	ISO	2	B40SC
	0.54	SC	F2	Air_2	ISO	2	B40SC_F2
Cure	0.54	C	/	Eau	ISO	2	B40
	0.54	C	F2	Eau	ISO	2	B40F2
	0.54	C	/	Sec	ISO	2	B40
	0.30	C	/	Eau	ISO	2	B60
	0.30	C	/	Sec	ISO	2	B60
Fibres pp	0.54	C	F2	Air_2	ISO	2	B40F2
	0.30	C	F2	Air_2	ISO	2	B60F2
Epaisseur (6 et 10 cm à la place de 15 cm)	0.54	C	/	Air_2	ISO	1 + 1	B40
Solution technologique	0.30	C	/	Air_2	ISO	1	B60

30

Tableau 35 : programme expérimental des essais ISO sur dalles. E/C = rapport eau/ciment ; granulats : C = calcaires, SC = silico-calcaires ; fibres : / = pas de fibres, F2 = 2 kg.m⁻³ ; cure : voir § 1.3.2 partie 2 .

4.3 Analyse paramétrique des risques d'instabilité thermique

Dans un premier temps, nous présentons les caractéristiques des instabilités thermiques observées durant les essais. L'influence de plusieurs paramètres sur les risques d'instabilité thermique est ensuite analysée.

4.3.1 Caractéristiques des instabilités thermiques

Les cartographies de béton éjecté des essais sur dallettes sont présentées à l'annexe 5. Pour chaque type de paramètre étudié, les cartographies sont présentées avec la même échelle de valeurs. Des clichés de la surface endommagée des dallettes accompagnent ces cartographies. Le Tableau 36 rassemble la profondeur maximale de béton éjecté z_{\max} ainsi que les deux profondeurs moyennes ($z_{\text{moy}}^{\text{totale}}$ et $z_{\text{moy}}^{\text{écaillée}}$). Nous présentons également dans ce tableau l'estimation du volume de béton éjecté durant l'essai. Ce volume est calculé avec un code de calcul aux éléments finis (Cast3m), selon l'expression de l'Eq. 32.

$$\text{volume de béton éjecté} = \int_{A_c} z \, dx \, dy \quad \text{Eq. 32}$$

Avec A_c la surface écaillée de la dalle, z la profondeur de béton éjecté (la variation de z entre les points de la grille de mesure est supposée linéaire), dx et dy sont dans le plan de la dalle.

Béton	Cure	Chauffage	z_{\max} (mm)			$z_{\text{moy}}^{\text{totale}}$ (mm)			$z_{\text{moy}}^{\text{écaillée}}$ (mm)			Volume éjecté (dm ³)		
			1	2	moy	1	2	moy	1	2	moy	1	2	moy
B40_ep6	Air_2	ISO	18	//	18	2	//	2	8	//	8	0.68	//	0.68
B40_ep10			0			0			0			0		
B40	80 °C	Lent	29	0	/	11	0	/	15	0	/	2.94	0	/
		ISO	20	17	18.5	6	5	5.5	11	8	9.5	1.77	1.28	1.52
B40F2	Eau	ISO	0			0			0			0		
B40F2			0			0			0			0		
B40SC	Air_2	ISO	13	0	/	2	0	/	6	0	/	0.66	0	/
B40SC_F2			0			0			0			0		
B55			22	35	28.5	8	10	9	12	13	12.5	2.26	2.82	2.54
B60			34	23	28.5	12	9	10.5	15	11	13	3.36	2.46	2.91
B60	80 °C	Lent	61	//	61	35	//	35	35	//	35	8.79	//	8.79
		ISO	0			0			0			0		
B60F2	Air_2	ISO	18	19	18.5	6	8	7	8	10	9	1.56	2.11	1.84
B60F2			0			0			0			0		

Tableau 36 : relevé de la profondeur maximale, des profondeurs moyennes et du volume de béton éjecté lors des essais au feu ISO. // = pas d'essai effectué. / = instabilité du béton observé sur un seul des deux essais. Les cases jaunies correspondent aux configurations d'essai pour lesquelles aucun signe d'instabilité thermique du béton n'a été observé. B40_ep6 et B40_ep10 sont deux essais réalisés sur une dalle d'épaisseur respectivement 6 mm et 10 mm.

A l'examen du Tableau 36, nous remarquons que sur les 30 essais de la campagne expérimentale, la moitié ne présente aucun signe d'instabilité thermique. Ces essais concernent :

- tous les bétons fibrés (B40F2, B40SC_F2 et B60F2), même lors d'une cure immergée (B40F2 stocké dans l'eau),
- les dalles préséchées à 80 °C (B40 et B60 en cure 80 °C),
- la dalle de B40 d'épaisseur 10 mm,
- l'une des deux dalles de B40SC,
- l'une des deux dalles de B40 sollicitées par le chauffage lent.

L'instabilité thermique du béton est observée pour toutes les autres configurations d'essai. Pour ces essais, les temps de début et de fin d'instabilité thermique sont rassemblés dans le Tableau 37.

Béton	Cure	Chauffage	Temps de début d'instabilité (min : s)		Temps de fin d'instabilité (min : s)		
			1 ^{er} essai	2 ^{ième} essai	1 ^{er} essai	2 ^{ième} essai	
B40_ep6	Air_2	ISO	13 : 00	//	13 : 00	//	
B40		Lent	74 : 00	/	83 : 00	/	
	Eau	ISO	08 : 10	11 : 40	25 : 00	23 : 00	
			03 : 15	03 : 15	16 : 15	15 : 20	
09 : 00			/	10 : 00	/		
07 : 10			14 : 10	20 : 00	26 : 00		
B40SC	Eau	ISO	09 : 50	07 : 10	25 : 20	20 : 00	
B55			Lent	106 : 00	//	120 : 00	//
B60			Eau	ISO	02 : 00	02 : 00	19 : 00

Tableau 37 : relevé des temps de début et de fin d'instabilité thermique du béton lors des essais au feu ISO (et chauffage lent). *Nb : seules les configurations d'essai pour lesquelles l'instabilité thermique du béton a été observée figurent dans ce tableau. Lorsqu'une seule éjection de béton a été observée, les temps de début et de fin d'instabilité sont équivalents. // = pas d'essai effectué. / = instabilité du béton observé sur un seul des deux essais. B40_ep6 est un essai réalisé sur une dalle d'épaisseur 6 mm.*

Les résultats présentés au Tableau 36, au Tableau 37 et en annexe 5 (cartographies de béton éjecté) sont repris dans la suite du document afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur les risques d'instabilité thermique des bétons.

Dans la suite du document, le terme d'éjection se référera à un événement d'instabilité du béton ponctuel dans le temps. Une éjection peut ainsi correspondre à un détachement quasi-simultané de plusieurs écailles de béton ou au détachement d'une seule écaille de béton.

4.3.2 Influence de la compacité des bétons

Sous chauffage ISO et après une cure de type Air_2, l'instabilité thermique est observée pour les trois classes de compacité de nos bétons : B40, B55 et B60. Pour les trois bétons, l'instabilité se manifeste dans la même gamme de temps d'essai (début entre la 7^{ième} et la 14^{ième} minute d'essai et fin entre la 20^{ième} et la 26^{ième} minute d'essai).

Malgré tout, nous remarquons que plus le béton est compact et plus le volume de béton éjecté est important. De même, plus le béton est compact et plus la profondeur maximale de béton éjecté est importante. Enfin, nous notons une augmentation de la surface endommagée par instabilité pour les bétons les plus compacts (voir annexe 5 et confrontation entre z_{moy}^{totale} et $z_{moy}^{ecaille}$ dans le Tableau 36).

Même si l'instabilité thermique du béton est observée dans la même gamme de temps d'essai pour les trois classes de compacité, les éjections de béton sont beaucoup plus nombreuses et rapprochées dans le temps dans le cas des bétons compacts : plus d'une vingtaine d'éjections sont constatées pour le B55 et le B60 contre seulement 4 à 6 pour le B40. De plus, les observations après essai montrent que les premières écailles de béton éjectées (identifiées grâce au fait qu'elles possèdent une face parfaitement plane) sont globalement plus fines dans le cas des bétons compacts (de 6 à 15 mm d'épaisseur pour le B40 et de 4 à 10 mm pour le B60).

4.3.3 Influence de l'épaisseur du corps d'épreuve

Trois épaisseurs de dalles de B40 sont testées sous chauffage ISO : 15 cm (l'épaisseur standard des dalles), 10 et 6 cm. L'instabilité thermique est uniquement observée dans le cas des dalles d'épaisseur 6 et 15 cm. L'instabilité est moins prononcée dans le cas de la dalle la plus fine en termes de profondeurs et de volume de béton éjecté et de surface endommagée. Aucun signe d'instabilité n'est observé dans le cas de l'épaisseur intermédiaire de 10 cm. Ces résultats semblent mettre en évidence l'existence d'un effet d'échelle sur les risques d'instabilité thermique du béton. Un seul essai a cependant été réalisé, ce qui nécessite des travaux supplémentaires pour confirmer l'existence de l'effet d'échelle.

4.3.4 Influence de la nature des granulats

Sur les deux dalles de B40SC testées au feu ISO, une seule a présenté une instabilité thermique du béton. Comparativement aux dalles de B40, l'instabilité thermique observée sur la dalle de B40SC est moins prononcée : profondeurs et volume de béton éjecté moins importants ainsi qu'une surface endommagée moins étendue. De plus, l'instabilité thermique observée sur la dalle de B40SC se manifeste sur une durée très courte (environ 1 minute pour le B40SC contre environ 15 minutes pour le B40) et beaucoup moins d'éjections d'écailles sont notées (seules deux éjections sont constatées pour le B40SC contre 4 à 6 pour le B40).

Par ailleurs, de nombreux crépitements sont audibles sur la dalle de B40SC entre la dixième et la quinzième minute de l'essai. Ceci est attribué à l'instabilité thermique propre aux granulats siliceux, et en particulier des silex (voir pour rappel l'étude préliminaire sur les risques d'instabilité des granulats siliceux présentée au § 1.1.2, partie 2). Par conséquent, certains granulats de silex proches de la surface exposée sont expulsés de la dalle, engendrant de petites zones de béton éjecté comme nous pouvons le voir sur la Figure 173. Malgré tout, l'éjection de ces petites écailles semble reposer sur un (ou des) mécanisme(s) différent(s) de celui (ceux) à l'origine de l'instabilité observée au début de l'essai.

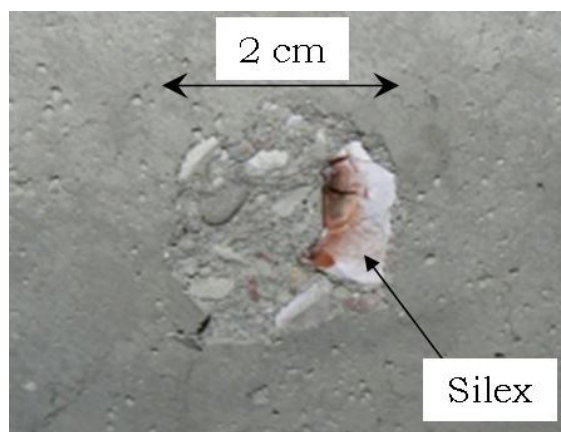


Figure 173 : cliché d'une petite zone de béton éjecté sur la dalle de B40SC attribuée à l'instabilité thermique d'un granulat silex proche de la surface exposée.

4.3.5 Influence des fibres de polypropylène

Aucune des dalles de béton fibré (B40F2, B40SC_F2 et B60F2) n'a présenté d'instabilité thermique du béton. De plus, dans le cas du B40F2, le fait de conserver la dalle dans l'eau ne suffit pas non plus à provoquer l'instabilité thermique du béton.

Dans le cas de la dalle de B40SC_F2, quelques crépitements sont audibles entre la dixième et la vingtième minute de l'essai. Comme lors des essais sur le B40SC, ces

crépitements sont probablement le fait de l'instabilité thermique propre aux granulats de silex qui sont proches de la surface exposée. Comme nous pouvons le voir sur la Figure 174, des petites écailles sont observées sur la surface exposée des dalles de B40SC_F2. Comme l'efficacité des fibres de polypropylène semble se vérifier quel que soit le type de béton, nous pouvons donc confirmer que l'instabilité thermique observée en début de chauffage sur l'une des dalles de B40SC (voir § 4.3.4, partie 2) n'est pas le fruit de l'instabilité thermique propre à la nature des granulats.



Figure 174 : cliché de petites zones de béton éjecté sur la dalle de B40SC_F2 attribuées à l'instabilité thermique des granulats silex proches de la surface exposée.

4.3.6 Influence de l'état hydrique

➤ pré séchage des dalles à 80 °C

Deux dalles de B40 et de B60 ont été préséchées dans une étuve à 80 °C (Figure 175). Pour rappel, l'état hydrique des dalles après une telle cure (voir § 1.3.2, partie 2) se rapproche d'une teneur en eau libre nulle (= saturation des pores nulle). Pour les deux types de béton, aucun signe d'instabilité thermique n'est observé sous chauffage ISO. Ce résultat est primordial pour la suite de l'analyse car il montre clairement le rôle de l'eau libre sur les risques d'instabilité thermique des bétons.



Figure 175 : pré séchage des dalles dans une étuve à 80 °C.

➤ conservation des dalles dans l'eau

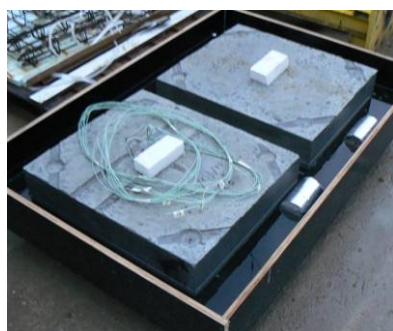


Figure 176 : conservation des dalles dans l'eau.

Deux dalles de B40 et de B60 ont été conservées dans l'eau (Figure 176). Pour rappel, l'état hydrique des dalles après une telle cure est présenté au § 1.3.2 (partie 2).

Pour les deux types de béton, l'instabilité thermique du béton se manifeste en deux phases bien distinctes :

- la première phase débute dès les premières minutes de l'essai (deuxième minute pour le B60 et troisième minute pour le B40) et dure environ 5 minutes durant lesquelles de très petites et fines écailles de béton sont éjectées (Figure 177). Ces éjections s'accompagnent de crépitements comparables à ceux notées lors des essais PTM sur éprouvettes également conservées dans l'eau,



Figure 177 : cliché d'une écaille éjectée durant la première phase d'instabilité thermique durant les essais réalisés sur dalles conservées dans l'eau.

- la deuxième phase prend alors le relais (huitième minute d'essai pour le B60 et neuvième minute pour le B40) et s'apparente au type d'instabilité rencontrée pour les bétons non conservés dans l'eau : éjections d'écailles de dimensions plus importantes. Une fois de plus, les éjections sont plus nombreuses et rapprochées dans le temps pour le B60. Toutefois, cette phase d'instabilité prend fin plus tôt que dans le cas des essais sur dalles non conservées dans l'eau.

Enfin il est intéressant de noter que l'instabilité thermique est moins prononcée dans le cas des dalles conservées dans l'eau en termes de profondeurs et de volume de béton éjecté. Dans le cas du B60, la surface de béton endommagée est globalement moins étendue dans le cas des essais réalisés sur dalles conservées dans l'eau.

4.3.7 Influence de la sollicitation thermique

Des essais sous scénario thermique particulier ont été réalisés sur deux dalles de B40 et une dalle de B60. Le but de ces essais est tout d'abord de détecter l'existence d'un effet d'échelle sur les risques d'instabilité thermique du béton. A cet effet, on cherche à solliciter thermiquement le béton de la même manière que lors des essais PTM réalisés sous chauffage modéré (voir § 3.1.3, partie 2). Comme le chauffage dans le béton lors d'un essai ISO est plus sévère que dans le cas d'un essai PTM à chauffage modéré (en termes de température atteinte et de vitesse de chauffage, voir Figure 172), la réalisation de l'essai consiste à réduire l'alimentation en propane des brûleurs du four. L'évolution de la température dans le four ainsi que celle mesurée dans la dalle à 10 mm de la surface exposée sont présentées sur la Figure 178. Les courbes sont comparées avec celles obtenues lors d'un essai PTM sous chauffage modéré.

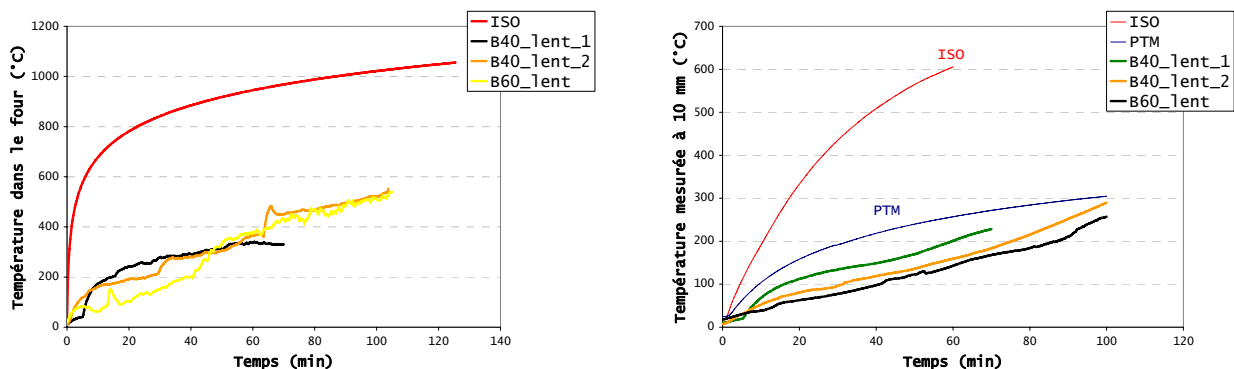
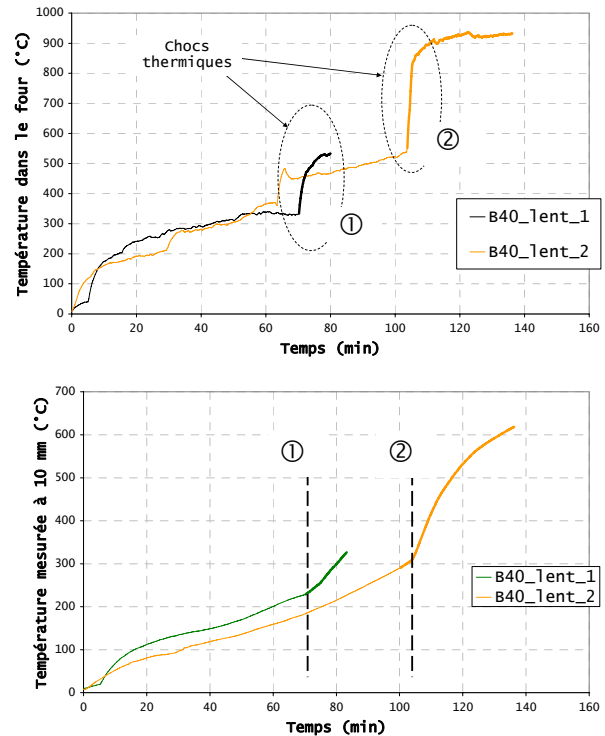


Figure 178 : à gauche, évolution de la température moyenne mesurée dans le four lors d'un chauffage ISO (courbe théorique) et lors des trois chauffages lents. A droite, évolution de la température mesurée dans le béton à 10 mm de la surface exposée dans le cas d'un chauffage ISO sur dalles, d'un essai PTM à chauffage modéré et lors des trois chauffages lents sur dalles.

Après une certaine période du chauffage lent décrit précédemment, un choc thermique est appliqué aux deux dalles de B40. Ce choc thermique est réalisé en ouvrant au maximum l'alimentation en propane des brûleurs du four. Pour la surface exposée de béton, un tel scénario thermique peut par exemple correspondre à la chute d'une plaque de protection thermique d'un plafond de tunnel après une certaine durée d'incendie. Comme nous pouvons le voir sur la Figure 179, le moment d'application du choc thermique est différent pour les deux dalles.

Figure 179 : évolution de la température mesurée dans le four (en haut) et dans le béton à 10 mm de la surface exposée (en bas) dans le cas des deux dalles de B40. Mise en évidence du moment d'application du choc thermique.



➤ chauffage lent sur B40 puis choc thermique

Durant la première heure de l'essai, phase qui correspond au chauffage lent, aucune des deux dalles ne présente de signe d'instabilité thermique.

A la 70^{ième} minute, sous l'effet du choc thermique ① de la Figure 179, deux éjections violentes de béton (espacées de 10 minutes) sont observées. Cette instabilité thermique du béton se manifeste par des profondeurs et un volume de béton éjecté plus élevés que lors du chauffage par feu ISO. L'étendue de la surface endommagée est également plus importante dans le cas du chauffage lent suivi du choc thermique. De plus, les écailles de béton éjectées durant cet essai sont plus épaisses que lors de l'essai au feu ISO (de 15 à 30 mm d'épaisseur contre des écailles de 6 à 15 mm d'épaisseur lors des essais ISO).

L'application autour de la 100^{ième} minute du choc thermique ② de la Figure 179 ne provoque quant à lui aucune instabilité thermique.

➤ chauffage lent sur B60

Durant les 105 premières minutes de l'essai, aucune instabilité thermique n'est observée. En revanche à la 106^{ième} minute, une éjection très violente d'un important volume de béton est observée en surface exposée. Certaines des écailles de béton expulsées à ce moment-là ont une épaisseur d'environ 4 cm (Figure 180). A la suite de ce violent événement, l'instabilité thermique se manifeste durant les 14 minutes suivantes de l'essai par l'éjection régulière d'écailles de béton de plus faibles dimensions. Cette deuxième phase se rapproche de la forme d'instabilité observée durant les essais sous feu ISO.

A la suite de cet essai, les profondeurs et le volume de béton éjecté sont très élevés par rapport à tous les autres essais de l'étude. Par ailleurs, pratiquement toute la surface exposée de la dalle est endommagée.

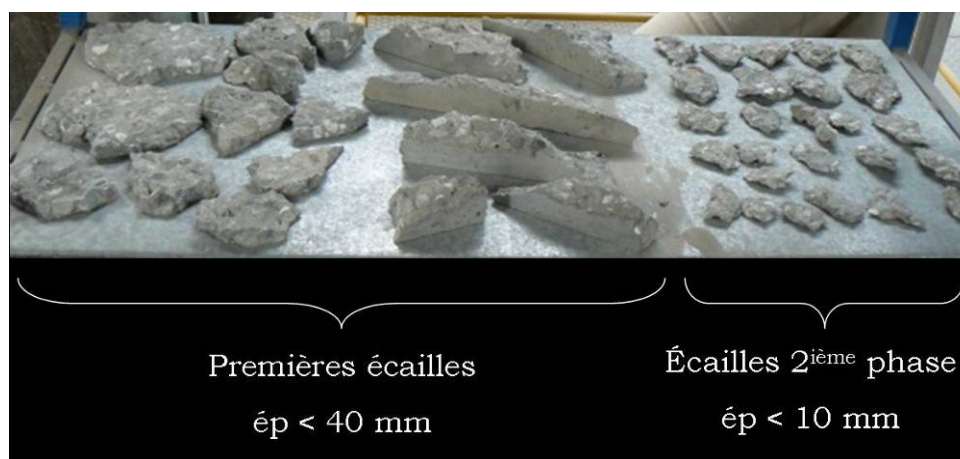


Figure 180 : cliché des écailles de B60 éjectées lors de l'essai sous chauffage lent. Distinction entre les premières écailles expulsées (106 min d'essai) et celles expulsées entre la 106^{ième} et la 120^{ième} minute de l'essai.

4.4 Comportement thermo-hydrigue des bétons sous feu ISO

Les mesures de pression et de température durant les essais sur dalles nous permettent d'analyser le comportement thermo-hydrigue des bétons sous feu ISO. La confrontation de ces mesures avec les observations présentées au § 4.3 (partie 2) permettront de discuter du rôle particulier des pressions de vapeur sur les risques d'instabilité thermique des bétons.

4.4.1 Observations générales

Le Tableau 38 rassemble les pressions maximales mesurées dans le béton aux trois profondeurs durant les essais sur dalles.

Pressions de vapeur max en MPa			P10		P20		P30	
Béton	Cure	Chauffage	1	2	1	2	1	2
B40	Air_2	Lent *	0.50	0.93	/	0.36	0.92	0.94
		ISO	0.48	0.20	0.14	0.17	0.10	0.10
	80 °C		0.18	0.18	0.05	/	0.03	0.05
Eau	0.32		0.35	0.34	/	0.34	0.16	
	B40F2	0.21	/	/	/	0.36	0.50	
B40F2	Air_1	ISO	0.26	0.15	0.26	/	0.19	0.41
B40SC			0.37	0.21	0.18	/	/	/
B40SCF2			0.11	0.13	/	0.13	/	0.09
B55			0.03	0.04	0.05	0.04	0.13	0.05
B60	Air_1	ISO	0.04	0.63	0.06	/	0.23	0.04
			Lent	1.69	/	2.63	/	1.35
	80 °C	ISO	0.05	0.06	0.15	/	0.03	0.05
Eau	0.15		0.62	0.04	/	0.08	0.06	
B60F2	Air_2		0.17	0.10	0.22	/	0.05	0.07

Tableau 38 : pressions maximales mesurées durant les essais sur dalles à trois profondeurs. Les cases colorées en vert correspondent aux configurations d'essai où l'instabilité thermique du béton est observée. / = pas de mesure (absence ou défaut de sonde). * instabilité thermique observée après choc thermique.

A partir des résultats du Tableau 38, nous présentons sur la Figure 181 le profil des pressions maximales mesurées dans le béton durant les essais sur dallettes.

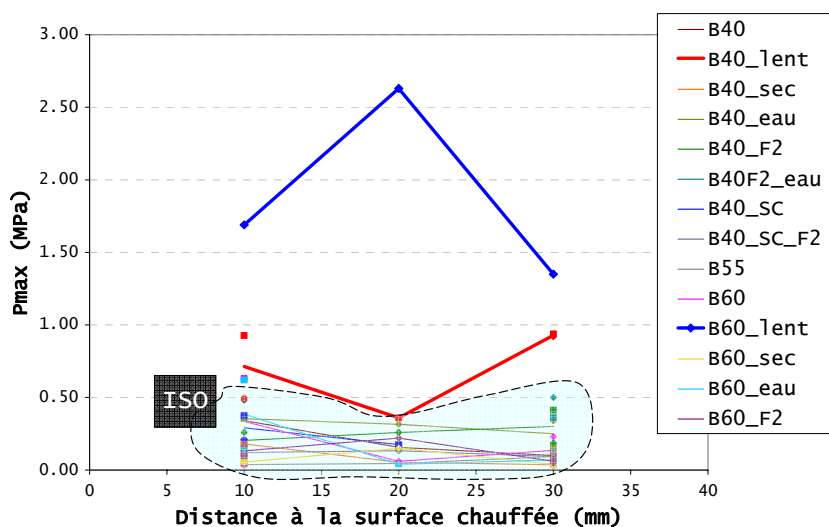


Figure 181 : profils moyens des pressions maximales mesurées pour l'ensemble des essais sur dallettes. Mise en évidence (zone délimitée par le cercle en pointillés) des essais réalisés sous feu ISO. Les courbes bleues et rouges en trait épais correspondent aux essais réalisés sous chauffage lent.

Pour tous les essais soumis au feu ISO, les pressions mesurées ne dépassent pas 0.50 MPa dans les trois premiers centimètres de la dallette, zone directement concernée par l'instabilité thermique du béton. Ces pressions sont relativement faibles par rapport aux résultats obtenus lors des essais PTM (§ 3.3.2, partie 2). Nous pouvons expliquer cet important écart de pression par la sévérité de la sollicitation thermique qu'engendre un feu ISO dans le béton (voir pour rappel la Figure 172). Pour les mêmes raisons évoquées au § 3.3.4 (partie 2) pour expliquer l'influence de la sollicitation thermique sur le comportement thermo-hydrrique du béton, nous pouvons penser que plus le chauffage est sévère et plus le béton est endommagé. Par conséquent, la perméabilité du matériau est fortement augmentée, facilitant ainsi le transport des fluides et ne conduisant donc pas à la génération d'importantes pressions de vapeur. Le fait d'obtenir des pressions plus importantes dans le cas du chauffage lent (B40 et B60) semble confirmer cette hypothèse.

Le fait que l'instabilité thermique du béton s'observe malgré des pressions de vapeur relativement faibles constitue une première limite à l'explication des instabilités par l'approche thermo-hydrrique. Nous reviendrons sur ce point dans la troisième partie du document.

La Figure 182 présente l'ensemble des points expérimentaux de coordonnées (Température mesurée au pic de pression ; Pic de pression). Nous constatons qu'un grand nombre de points sont éloignés de la courbe théorique de pression de vapeur saturante. De même que lors des essais PTM (§ 3.3.2, partie 2), ceci semble logique pour les essais réalisés sur les dallettes fibrées et préséchées en raison de la faible propension de ces configurations d'essai à générer des pressions de vapeur élevées. En revanche, un grand nombre de points correspondant aux essais réalisés sous feu ISO sur des dallettes conservées selon la cure Air_2 et non fibrées sont également éloignés de la courbe théorique. Cela confirme la difficulté pour le béton à générer des pressions de vapeur élevées sous feu ISO. Les seules configurations d'essai pour lesquelles les points expérimentaux sont proches de la courbe théorique sont celles correspondant aux dallettes conservées dans l'eau (mais sans toutefois obtenir des pressions élevées) et les dallettes soumises au chauffage lent (avec génération de pressions de vapeur élevées).

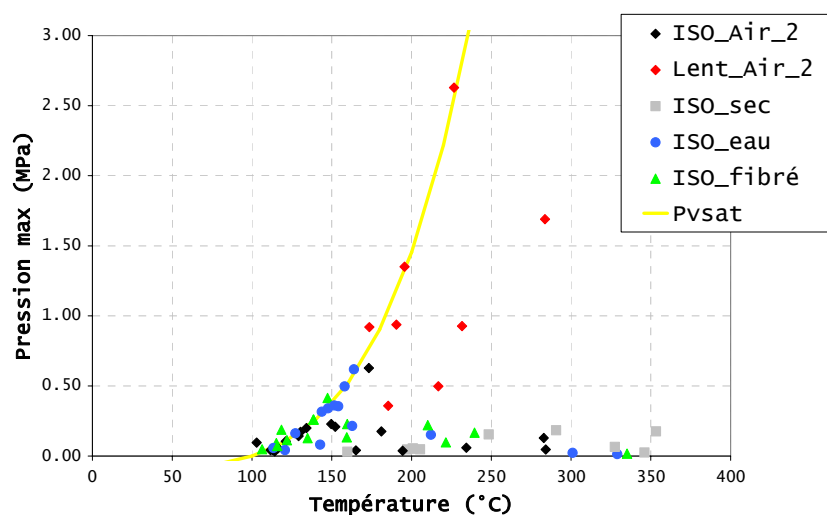


Figure 182 : ensemble des points expérimentaux de coordonnées (Température mesurée au pic de pression ; Pic de pression). Confrontation avec la courbe de pression de vapeur saturante. Les points sont rassemblés par configuration d'essai.

4.4.2 Relation entre pressions de vapeur et instabilité thermique des bétons

A partir des résultats présentés dans le Tableau 36 et dans le Tableau 38, nous proposons de confronter dans le Tableau 39, pour chaque configuration d'essai, la pression maximale mesurée avec la profondeur maximale de béton éjecté.

Béton	Cure	Chauffage	P _{max} (MPa)		z _{max} (mm)	
			1	2	1	2
B40	Air_2	Lent *	0.92	0.93	29	0
		ISO	0.48	0.20	20	17
	80 °C		0.18	0.18	0	0
Eau	0.34		0.35	17	15	
B40F2	Air_1	ISO	0.36	0.50	0	0
B40F2			0.26	0.41	0	0
B40SC			0.37	0.21	13	0
B40SCF2			0.13	0.13	0	0
B55	B60	Lent	0.13	0.05	22	35
B60			0.23	0.63	34	23
			80 °C	2.63	/	61
B60F2	Air_2	ISO	0.15	0.06	0	0
			Eau	0.15	0.62	18
B60F2	Air_2	ISO	0.22	0.10	0	0

Tableau 39 : confrontation des pressions maximales et des profondeurs maximales de béton éjecté pour l'ensemble des essais réalisés sur dallettes. Les cases remplies en vert correspondent aux configurations d'essai pour lesquelles l'instabilité thermique du béton est constatée. * *instabilité thermique observée après choc thermique.*

Les résultats du Tableau 39 nous permettent de déterminer la relation expérimentale entre la profondeur maximale de béton éjecté et la pression maximale mesurée. Cette relation est illustrée sur la Figure 183.

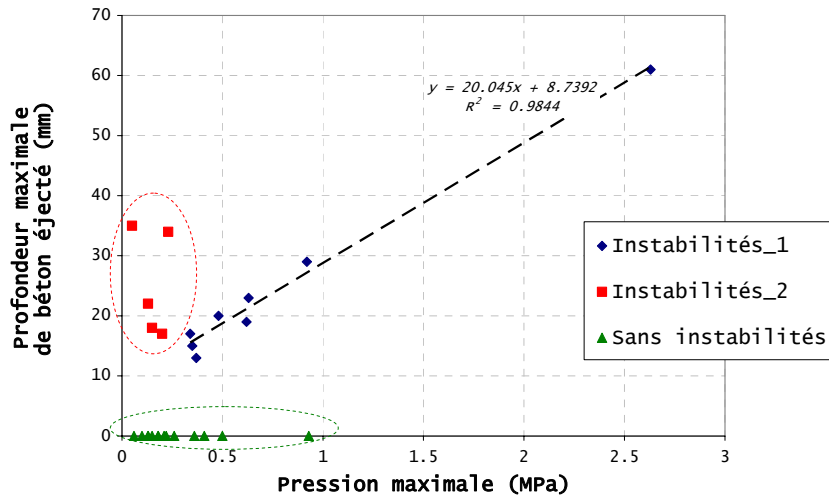


Figure 183 : évolution de la profondeur maximale de béton éjecté en fonction de la pression maximale mesurée durant l'essai. Trois groupes d'essais sont mis en évidence : un groupe d'essais où l'instabilité thermique n'est pas constatée puis deux groupes où l'instabilité thermique du béton est constatée.

Pour une première série d'essais (points en bleu sur le graphique), nous constatons que la profondeur maximale de béton éjecté est quasi-proportionnelle à la pression maximale mesurée dans le béton. Autrement dit, pour cette série d'essais, les pressions de vapeur semblent être le mécanisme moteur des instabilités thermiques. En revanche, la tendance ne se retrouve pas pour une deuxième série d'essais (points en orange sur le graphique). Pour cette deuxième série d'essais, de faibles pressions de vapeur suffisent à provoquer l'instabilité thermique du béton, se manifestant même par des profondeurs de béton éjecté importantes. Aucune tendance claire ne se détache tant qu'aux configurations d'essai constituant ces deux premières séries de mesures. Enfin, pour une troisième série d'essais (points en vert sur le graphique), la génération de pressions de vapeur du même ordre que celles mesurées dans les deux premières séries, ne suffit pas à provoquer l'instabilité thermique du béton.

En résumé, aucune tendance expérimentale claire n'est observée concernant le rôle des pressions de vapeur dans les risques d'instabilité thermique des bétons.

L'influence de certains paramètres sur le comportement thermo-hydrigue des bétons lors des essais réalisés sur dalles est présentée plus en détails dans les paragraphes suivants.

4.4.3 Influence de la compacité

La Figure 184 présente les profils moyens de pressions maximales mesurées dans le B40, le B55 et le B60. Dans un premier temps, nous constatons que les pressions les plus grandes se mesurent dans le B40. Ceci est à l'opposé des essais PTM pour lesquels plus la compacité du béton est grande et plus les pressions générées sont élevées. Ce phénomène semble signifier que sous feu ISO, les bétons compacts (B55 et B60) sont plus endommagés par la sévérité du chauffage. Dans un second temps, il est intéressant de noter que les configurations d'essai pour lesquelles l'instabilité thermique du béton s'est manifestée de la façon la plus violente (en termes de profondeurs, de volume de béton éjecté et de surface endommagée) sont celles pour lesquelles les pressions mesurées sont les plus faibles. Le rôle des pressions de vapeur sur l'instabilité thermique du béton est ici aussi limité.

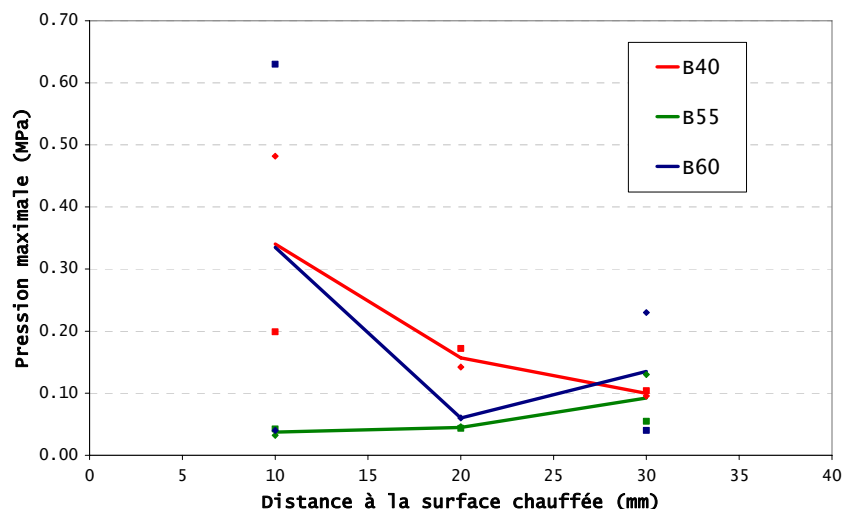


Figure 184 : profil des pressions maximales mesurées pour le B40, le B55 et le B60 (chauffage ISO, cure Air_2).

4.4.4 Influence de la nature des granulats

La Figure 185 présente les profils de pressions maximales mesurées dans le B40 et le B40SC. Les profils de pression sont très proches l'un de l'autre. Une fois de plus, une différence importante est constatée avec les essais PTM pour lesquels les pressions générées dans le B40SC sont beaucoup plus faibles que dans le B40. Ceci semble signifier que la sévérité du feu ISO affecte de la même façon les deux bétons. En revanche, bien que les pressions de vapeur des deux bétons soient relativement proches, nous rappelons que le comportement des deux bétons vis-à-vis de l'instabilité thermique est très différent (voir § 4.3.4, partie 2). Ceci semble confirmer que les pressions de vapeur ne sont pas la cause directe de l'instabilité thermique du béton.

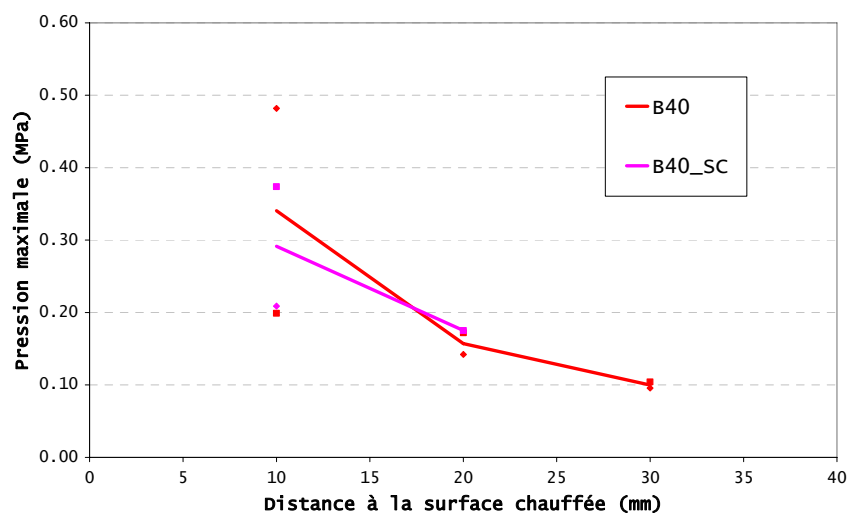


Figure 185 : profil des pressions maximales mesurées pour le B40 et le B40SC (chauffage ISO, cure Air_2).

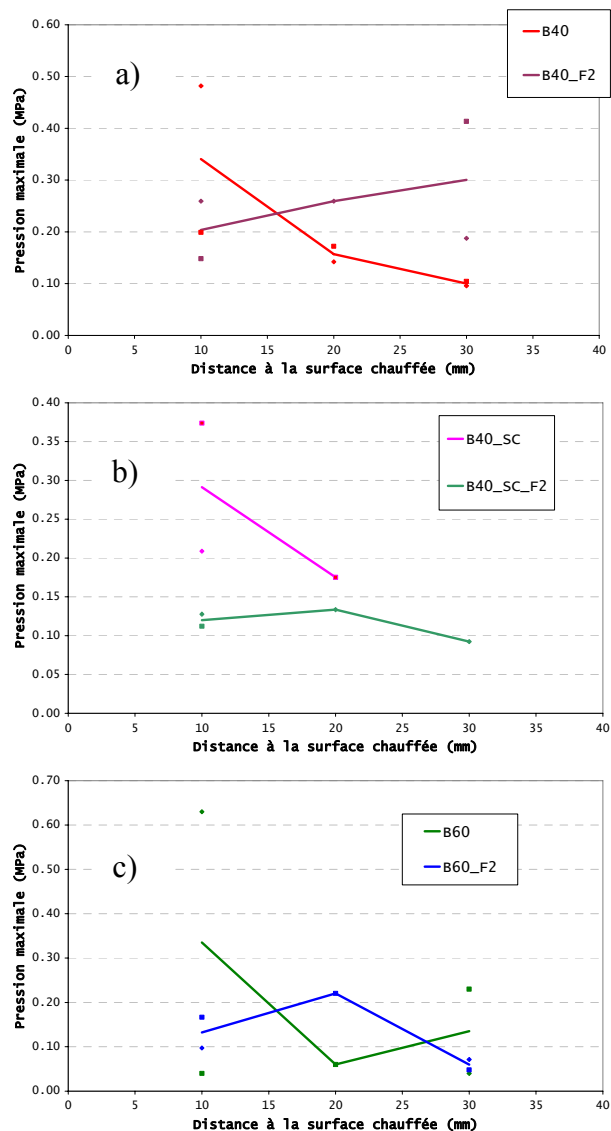
4.4.5 Influence des fibres de polypropylène

La Figure 186 présente l'effet des fibres de polypropylène sur le comportement thermo-hydrrique du B40, du B40SC et du B60 lors des essais sous feu ISO. Nous rappelons (§ 4.3, partie 2) que toutes les dalles de B40 et de B60 ainsi qu'une des deux dalles de B40SC présentent un risque d'instabilité thermique sous feu ISO. Quant aux dalles fibrées, aucune d'entre elles ne présentent de signe d'instabilité thermique.

Dans un premier temps, nous constatons que sous feu ISO l'effet des fibres de polypropylène est moins évident que lors des essais PTM. En effet, les pressions mesurées sont très proches pour chaque béton et pour le B40 et le B60, les pressions maximales mesurées sur dalles fibrées sont même parfois supérieures à celles mesurées sur dalles non fibrées.

Dans un second temps, nous notons qu'à niveau de pressions de vapeur équivalent, les dalles non fibrées présentent un risque d'instabilité thermique. Une fois de plus, les pressions de vapeur ne semblent pas pouvoir expliquer à elles seules le phénomène d'instabilité thermique du béton sous feu ISO.

Figure 186 : effet des fibres de polypropylène sur le profil des pressions maximales mesurées dans le B40 (a), le B40SC (b) et le B60 (c) (chauffage ISO, cure Air_2).



4.4.6 Influence de l'état hydrique

La Figure 187 présente l'influence des différentes cures sur les profils de pressions maximales du B40 et du B60.

➤ pré séchage des dalles à 80 °C

Comme lors des essais PTM (§ 3.3.7, partie 2), le fait de pré sécher les dalles à 80 °C ne permet pas de générer des pressions de vapeur élevées. Pour les essais ISO, cet effet est cependant moins évident puisque les pressions de vapeur sont également faibles dans les dalles conservées selon la cure Air_2. Pour le B60, nous constatons même qu'à 20 mm de la surface exposée, la pression est plus importante lorsque la dalle est préséchée (*nb : résultat toutefois à nuancer du fait de l'existence d'une seule mesure de pression à cette profondeur*). Enfin, concernant le B60, les pressions de vapeur mesurées lors de l'essai PTM sur éprouvette préséchée sont de l'ordre de 0.5 MPa. Pour rappel, la génération de telles pressions de vapeur, par la seule eau provenant de la déshydratation des CSH, est possible

grâce à la faible porosité et perméabilité du B60. Lors de l'essai ISO, le matériau est si endommagé que l'eau de déshydratation des CSH ne peut pas contribuer à la génération des pressions de vapeur.

➤ conservation des dalles dans l'eau

Le fait de conserver les dalles dans l'eau permet d'augmenter légèrement les pressions de vapeur dans le B40. En revanche, cela n'a pratiquement pas d'effet pour le B60, où les profils de pression des dalles conservées dans l'eau et selon la cure Air_2 sont quasiment identiques. Par ailleurs, la manifestation de l'instabilité thermique est moins importante dans le cas des dalles conservées dans l'eau (voir § 4.3.6, partie 2). Une fois de plus, la génération de pressions de vapeur ne semble pas être la cause directe de l'instabilité thermique des bétons.

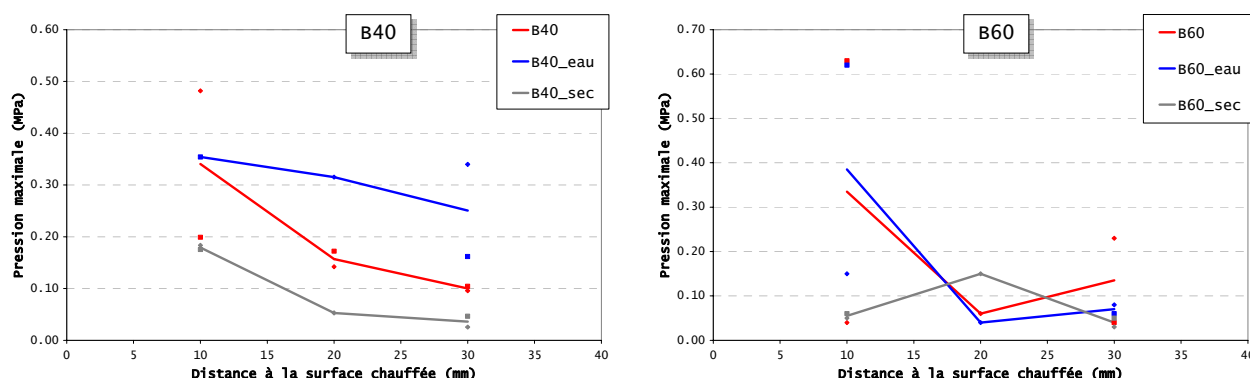


Figure 187 : effet de la cure sur le profil des pressions maximales mesurées dans le B40 (à gauche), et le B60 (à droite) (chauffage ISO).

4.4.7 Cas particulier du chauffage lent

La Figure 188 présente l'évolution dans le temps des pressions mesurées dans le B40 et le B60 lors des essais réalisés sous chauffage lent. Ces essais sont ceux pour lesquels les pressions mesurées sont les plus élevées. Sous chauffage lent, le matériau semble donc suffisamment intègre pour permettre de générer des pressions élevées. De plus, comme nous pouvons le voir sur la Figure 189, les pressions de vapeur sont relativement proches de la courbe théorique de pression de vapeur saturante. Les pressions de vapeur que nous mesurons durant ces essais correspondent donc bien à la phase de vaporisation de l'eau. Comparativement aux essais PTM, les pressions de vapeur sont plus élevées dans le B60 en raison de sa plus grande compacité. Nous rappelons que ce phénomène s'inverse dans le cas d'un chauffage ISO (voir § 4.4.3, partie 2).

Pour le B40, nous avons représenté sur la Figure 188 le moment d'application du choc thermique. Comme nous l'avons vu au § 4.3.7 (partie 2), l'instabilité thermique du béton dans ces conditions de chauffage semble dépendre du moment d'application du choc thermique :

- pour le premier essai, l'application du choc thermique durant la phase de croissance des pressions de vapeur provoque l'instabilité thermique du béton,
- pour le deuxième essai, le fait d'appliquer le choc thermique dans la phase de décroissance des pressions de vapeur (autrement dit après les pics de pression) ne provoque pas l'instabilité thermique du béton.

Ce phénomène peut mettre en évidence l'influence de l'état hydrique du matériau sur les risques d'instabilité thermique :

- pour le premier essai, la croissance des pressions de vapeur indique que le choc thermique est appliqué sur une zone du matériau encore humide et dont on peut supposer que les pores sont encore relativement saturés.
- pour le deuxième essai, la décroissance des pressions de vapeur peut correspondre au séchage du matériau. Le choc thermique est donc appliqué à une zone de béton plus sèche que lors du premier essai.

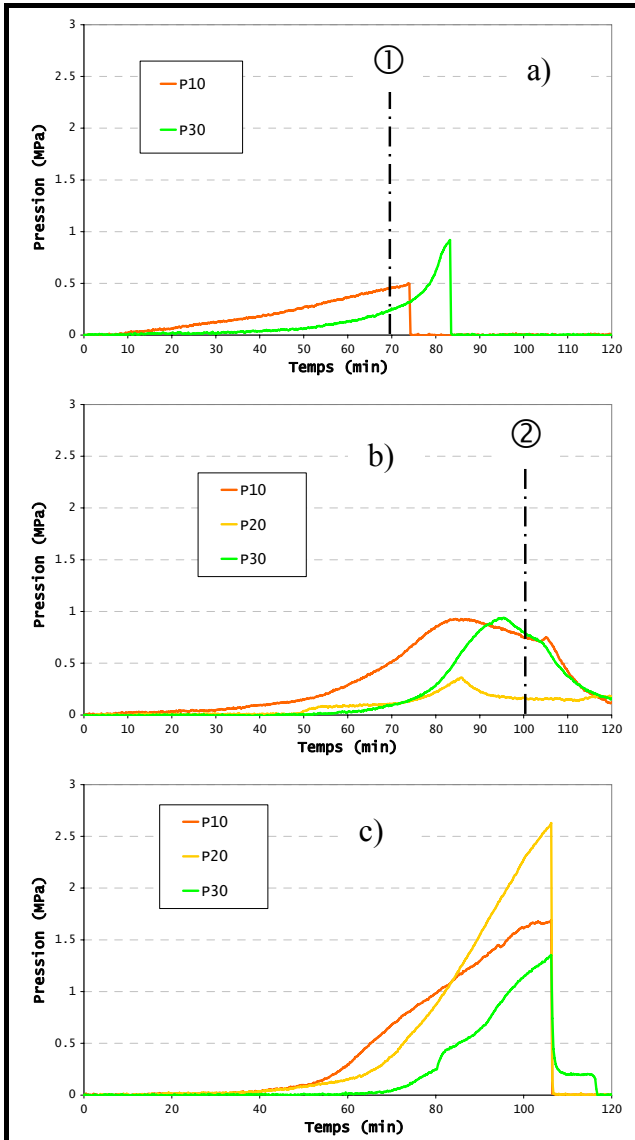


Figure 188 : évolution dans le temps des pressions de vapeur mesurées sous chauffage lent dans le B40 (a et b) et dans le B60 (c). Pour le B40, le moment d'application du choc thermique est mis en évidence (① et ②). La chute brutale des pressions dans le B40-a et dans le B60 est due à l'instabilité thermique du béton.

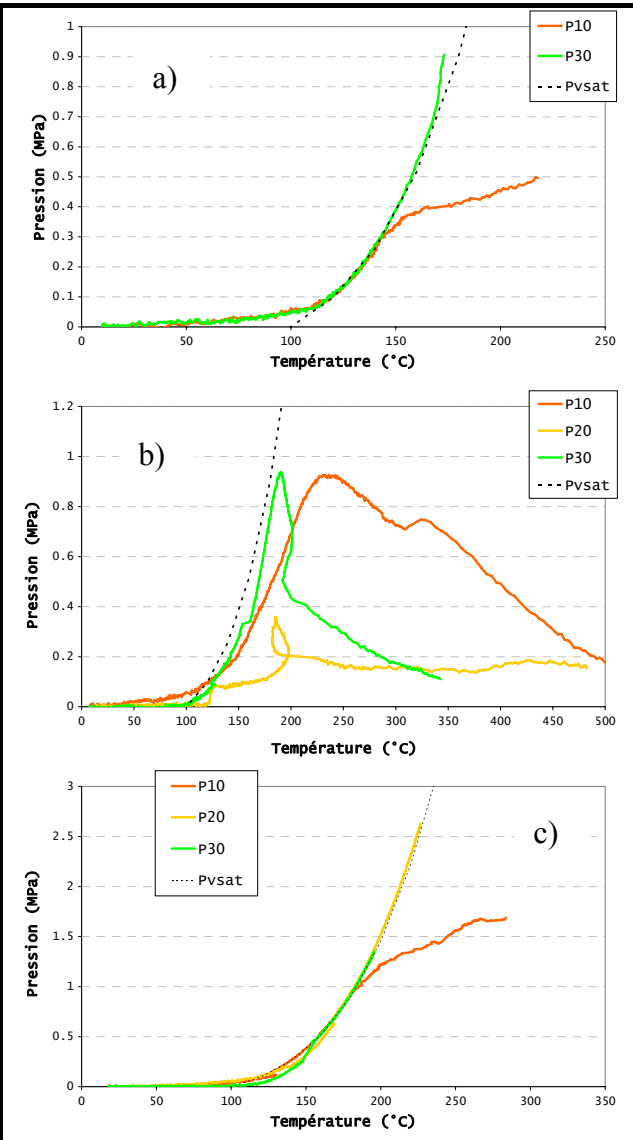


Figure 189 : évolution avec la température des pressions de vapeur mesurées sous chauffage lent dans le B40 (a et b) et dans le B60 (c). Confrontation avec la courbe théorique de pression de vapeur saturante.

4.5 Synthèse des principales observations

Les essais réalisés sur dallettes nous permettent d'étudier l'influence de plusieurs paramètres à la fois sur les risques d'instabilité thermique des bétons et sur le comportement thermo-hydrigue du matériau sous sollicitation thermique sévère. La confrontation des caractéristiques des instabilités thermiques constatées et des pressions de vapeur mesurées nous permet de discuter du lien possible entre les deux.

Concernant les caractéristiques des instabilités thermiques, les principales observations sont les suivantes :

- les dommages causés par l'instabilité thermique du béton sont d'autant plus importants que le matériau est compact \Rightarrow § 4.3.2 (partie 2)
- l'épaisseur de la dalle semble influencer le risque d'instabilité thermique, mettant en évidence un possible effet d'échelle \Rightarrow § 4.3.3 (partie 2)
- les bétons composés de granulats silico-calcaires avec silex présentent un risque d'instabilité thermique moins élevé que les bétons composés de granulats uniquement calcaires \Rightarrow § 4.3.4 (partie 2)
- l'efficacité des fibres de polypropylène est vérifiée sous feu ISO, quel que soit le type de béton et même pour un matériau saturé \Rightarrow § 4.3.5 (partie 2)
- le préséchage du matériau à 80 °C annule totalement les risques d'instabilité thermique, mettant en évidence le rôle décisif de l'eau libre dans le phénomène \Rightarrow § 4.3.6 (partie 2)
- la saturation initiale du matériau réduit de façon inattendue l'ampleur des dommages provoqués par l'instabilité thermique du béton \Rightarrow § 4.3.6 (partie 2)
- une heure de chauffage lent ne permet pas de provoquer l'instabilité thermique du B40. En revanche, l'application d'un choc thermique, à condition que celui-ci coïncide avec la phase de génération des pressions de vapeur, entraîne une instabilité thermique du béton très sévère. L'application du choc thermique coïncidant avec un état plus sec du béton (mis en évidence par la phase de décroissance des pressions de vapeur) n'entraîne pas d'instabilité thermique \Rightarrow § 4.3.7 (partie 2)
- un chauffage lent suffit à provoquer l'instabilité thermique du B60. dans ce cas, l'ampleur des dommages causés par l'instabilité thermique est considérable \Rightarrow § 4.3.7 (partie 2)

Concernant les mesures de pressions de vapeur, les principales observations sont les suivantes :

- les pressions mesurées sous feu ISO sont relativement faibles. De la même façon que pour les essais PTM (§), ceci est attribué à l'important endommagement du matériau provoqué par la sollicitation thermique \Rightarrow § 4.4.1 (partie 2)
- à l'inverse, les pressions de vapeur mesurées sont élevées lors des essais sous chauffage lent \Rightarrow § 4.4.1 (partie 2)
- aucune dépendance n'est clairement observée entre l'amplitude des pressions de vapeur et la profondeur de béton éjecté \Rightarrow § 4.4.2 (partie 2)
- les pressions mesurées dans les bétons compacts, pour lesquels l'instabilité thermique est plus prononcée, sont plus faibles que dans les bétons moins endommagés par l'instabilité thermique \Rightarrow § 4.4.3 (partie 2)
- sous feu ISO, les pressions de vapeur mesurées dans le béton ne semblent pas dépendre de la nature des granulats. La manifestation de l'instabilité thermique est quant à elle dépendante de la nature des granulats \Rightarrow § 4.4.4 (partie 2)
- l'effet de réduction des pressions de vapeur par la présence de fibres de polypropylène n'est pas visible sous feu ISO \Rightarrow § 4.4.5 (partie 2)
- l'effet du préséchage sur la réduction des pressions de vapeur est également moins évident lors de l'essai sous feu ISO \Rightarrow § 4.4.6 (partie 2)

- la saturation initiale du béton ne semble pas influencer la génération des pressions de vapeur lors d'un essai sous feu ISO \Rightarrow § 4.4.6 (partie 2)

5- COMPORTEMENT SOUS FEU HYDROCARBURE MAJORE DES BETONS

Nous présentons dans ce paragraphe les résultats des 2 essais réalisés sur les bétons de l'étude sous un chauffage correspondant à la courbe Hydrocarbure Majorée, couramment dénommée courbe ou feu HCM. Après les essais PTM et les essais réalisés sur dallettes, ces essais constituent le dernier échelon de notre programme expérimental en termes de sévérité de sollicitation thermique (voir plus loin § 5.1.3 partie 2) et de taille d'éprouvette (voir § 5.1.2, partie 2).

5.1 Matériel expérimental

Les 2 essais ont été réalisés sur un équipement disponible à la division de résistance au feu du CSTB. Les dimensions du four utilisé permettent de tester simultanément plusieurs configurations.

5.1.1 Four

Le four utilisé est un four horizontal de 2 m de haut. La surface d'exposition du four est de 4 x 3 m². Il est alimenté par deux rampes de 4 brûleurs alimentés par gaz. L'alimentation du four est régulée grâce à 12 thermocouples situés dans l'ambiance du four à une vingtaine de centimètres de la surface exposée du corps d'épreuve (Figure 170).

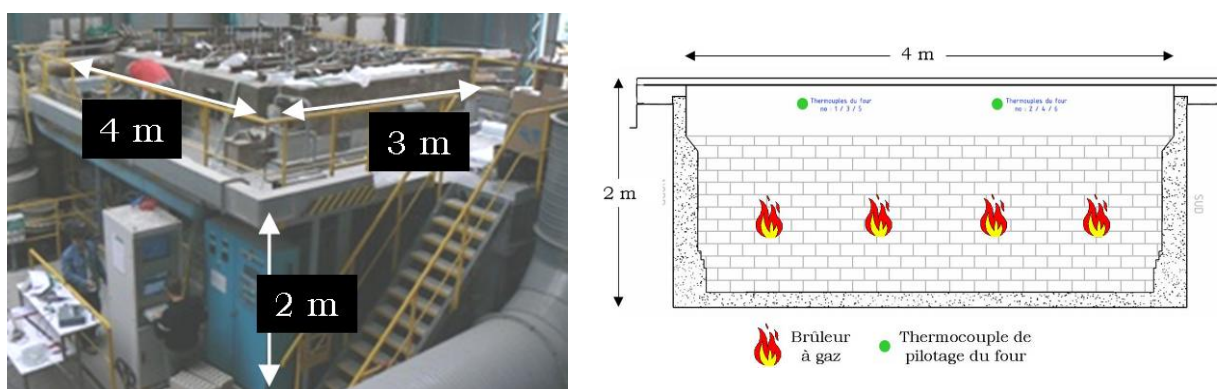


Figure 190 : vue d'ensemble du four HCM (à gauche) et coupe sur le four (à droite).

5.1.2 Corps d'épreuve

➤ dimensions et instrumentation

Les dimensions du four sont telles que plusieurs dalles de béton peuvent être testées au feu HCM lors d'un même essai. Les dimensions de référence d'une dalle de béton sont :

- L 1425 x l 1260 x ep 150 mm³
- Des dalles de dimensions réduites complètent l'essai. Ceci permet de tester le maximum de paramètres lors du même essai et permet de placer quelques dalles dans l'étuve à 80 °C (afin de les présécher). Les dimensions complémentaires sont :
- L 1260 x l 700 x ep 150 mm³
- L 700 x l 600 x ep 150 mm³
- L 700 x l 600 x ep 100 mm³

Les dalles de dimensions L 700 x l 600 x ep 150 mm³ et L 700 x l 600 x ep 100 mm³ sont identiques à celles utilisées lors des essais réalisés sur dallettes (§ 4.1.1, partie 2). Ceci nous permet de comparer, à géométrie identique, l'effet de la courbe HCM sur les risques d'instabilité thermique. L'implantation des dalles sur le four lors des deux essais est détaillée au § 5.2 (partie 2).

Un treillis soudé de type ST10 est placé à mi-hauteur de chaque dalles et des douilles de levage sont placées à chaque angle de la surface non exposée au feu. Chaque dalle est équipée en son centre d'une échelle de thermocouples (placée dans le coffrage avant coulage). L'implantation des thermocouples est détaillé sur la Figure 191.

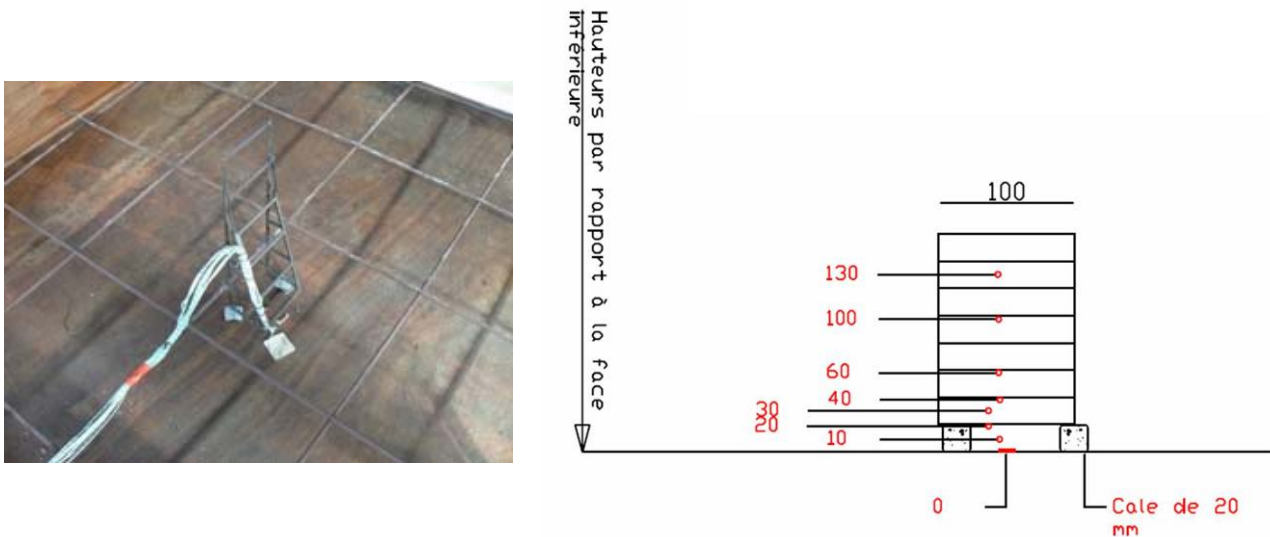


Figure 191 : à gauche, vue d'une échelle de thermocouple dans une dalle avant coulage. A droite, implantation des thermocouples sur l'échelle.

➤ mise en place des dalles sur le four

Des tiges filetées en forme de U sont liées au treillis soudé équipant toutes les dalles. Elles servent à suspendre les dalles à des profilés métalliques (HEA120). Ces profilés sont ensuite simplement posées sur l'un des côtés du four (Figure 192).

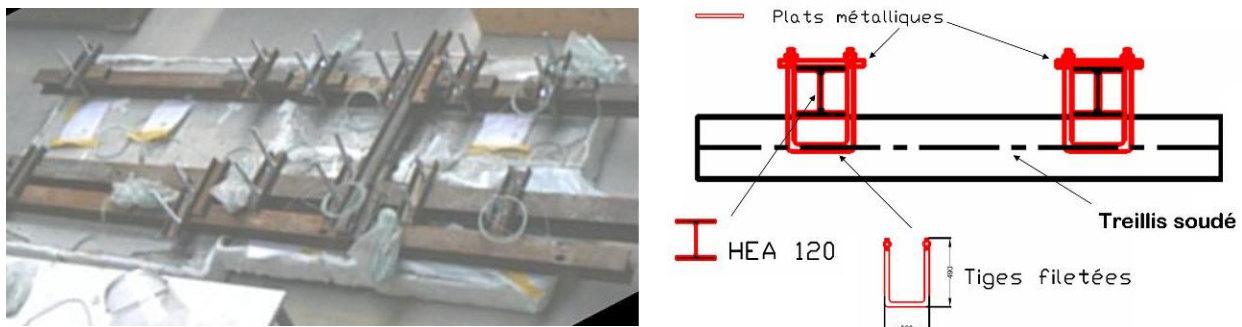


Figure 192 : à gauche, vue du système de suspension des dalles. A droite, coupe sur une dalle.

5.1.3 Sévérité de la sollicitation HCM

La courbe HCM est définie par l'Eq. 33. Cette courbe est représentative d'un incendie violent, comme cela peut être le cas dans un tunnel (voir aussi § 1.1.1, partie 1 et Richter 1994).

$$T_{HCM}(t) = 1280 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t}) + T_0 \quad \text{Eq. 33}$$

Avec $T_{HCM}(t)$ la température des gaz dans le four en (°C), T_0 la température initiale dans le four en (°C) et t le temps en (min). A titre d'illustration, la Figure 193 présente l'évolution de la

température mesurée dans le four lors des deux essais sous feu HCM. Nous comparons ces mesures avec les courbes de chauffage théoriques HCM et ISO.

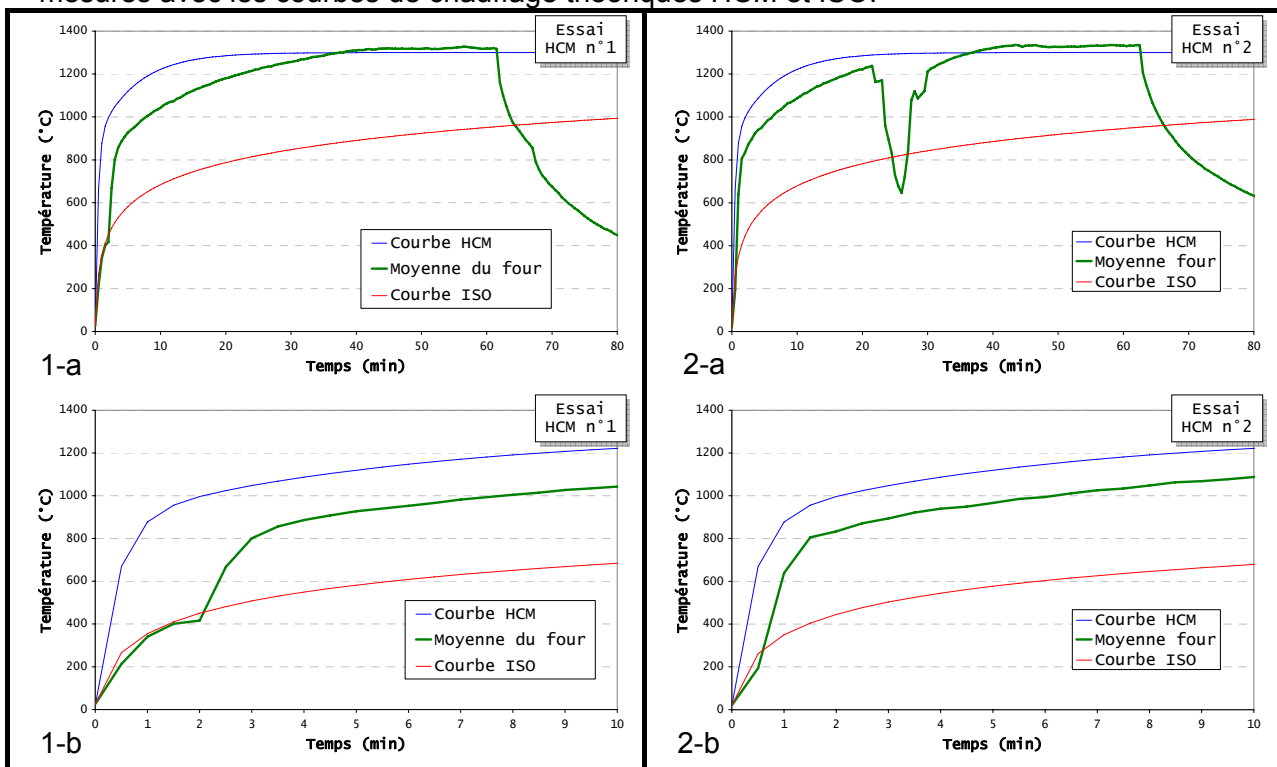


Figure 193 : évolution dans le temps de la température mesurée dans le four (moyenne de 12 thermocouples) pour l'essai n°1 (1-a) et l'essai n°2 (2-a) et détail sur les dix premières minutes de l'essai (1-b et 2-b). Les mesures sont comparées aux courbes théoriques ISO et HCM.

A l'examen de la Figure 193, nous constatons que durant les 30 premières minutes de l'essai la mesure moyenne de la température dans le four reste inférieure à la courbe théorique HCM. L'écart est particulièrement important durant les 5 premières minutes de l'essai n°1. Dans l'essai n°2, nous constatons une chute brutale de la température entre la vingtième et la trentième minute, due à un défaut provisoire des brûleurs. Malgré ces écarts, la température moyenne dans le four est supérieure à la courbe théorique ISO.

La Figure 194 présente l'évolution dans le temps des températures mesurées dans tous les corps d'épreuve à 10 mm de la surface exposée. Nous notons une dispersion importante de la température mesurée dans le béton. Ceci peut être lié à l'incertitude de positionnement des thermocouples dans les dalles (que nous estimons à ± 2 mm). Par ailleurs, la température dans le béton est supérieure à celle mesurée lors d'un essai sous feu ISO. La sollicitation thermique appliquée aux bétons lors des essais HCM, malgré les écarts présentés ci-dessus, est plus sévère que lors des essais sous feu ISO (*nous rappelons que tel était le but principal de ces essais*).

5.2 Programme expérimental et positionnement des dalles

Le programme expérimental des essais au feu HCM est présenté dans le Tableau 19. Les essais intitulés "solution technologique" (dernière ligne du tableau) sont présentés dans la dernière partie du document (§ 1.4, partie 3).

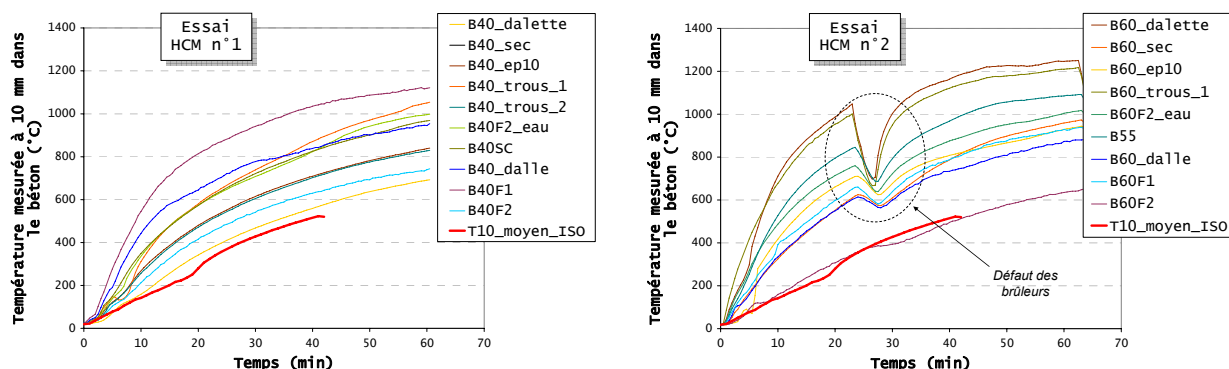


Figure 194 : évolution dans le temps de la température mesurée à 10 mm dans tous les corps d'épreuve lors de l'essai n°1 (à gauche) et de l'essai n°2 (à droite). Les résultats sont comparés à la température moyenne mesurée à 10 mm dans les dalles lors d'un essai sous feu ISO.

Paramètre étudié	E/C	Granulats	Fibres	Cure	Surface exposée au feu (mm ²)	Epaisseur dalle (mm)	Béton
Compacité	0.54	C	/	Air_3	1425 x 1260	150	B40
	0.38	C	/	Air_3	1425 x 1260	150	B55
	0.30	C	/	Air_3	1425 x 1260	150	B60
Géométrie	0.54	C	/	Air_3	700 x 600	150	B40
	0.54	C	/	Air_3	700 x 600	100	B40
	0.30	C	/	Air_3	700 x 600	150	B60
	0.30	C	/	Air_3	700 x 600	100	B60
Granulats	0.54	SC	/	Air_3	1425 x 1260	150	B40SC
Cure	0.54	C	/	Sec	700 x 600	150	B40
	0.54	C	F2	Eau	1260 x 700	150	B40F2
	0.30	C	/	Sec	700 x 600	150	B60
	0.30	C	F2	Sec	1260 x 700	150	B60F2
	0.30	C	F2	Sec	1260 x 700	150	B60F2
Fibres pp	0.54	C	F1	Air_3	1425 x 1260	150	B40F1
	0.54	C	F2	Air_3	1425 x 1260	150	B40F2
	0.30	C	F1	Air_3	1425 x 1260	150	B60F1
	0.30	C	F2	Air_3	1425 x 1260	150	B60F2
Solution technologique	0.54	C	/	Air_3	700 x 600 trous_1	150	B40
	0.54	C	/	Air_3	1260 x 700 trous_2	150	B40
	0.30	C	/	Air_3	700 x 600 trous_1	150	B60
	0.30	C	/	Air_3	1260 x 700 trous_2	150	B60

Tableau 40 : programme expérimental des essais HCM. E/C = rapport eau/ciment ; granulats : C = calcaires, SC = silico-calcaires ; fibres : / = pas de fibres, F1 = 1 kg.m⁻³, F2 = 2 kg.m⁻³ ; cure : voir § 1.3.2, partie 2 . Les cases coloriées en jaune correspondent à l'essai n°1, celles coloriées en vert à l'essai n°2.

L'ensemble des différentes configurations du Tableau 19 sont testées en deux essais. Pour chacun de ces essais, l'implantation des corps d'épreuve sur le four est représentée sur la Figure 194.

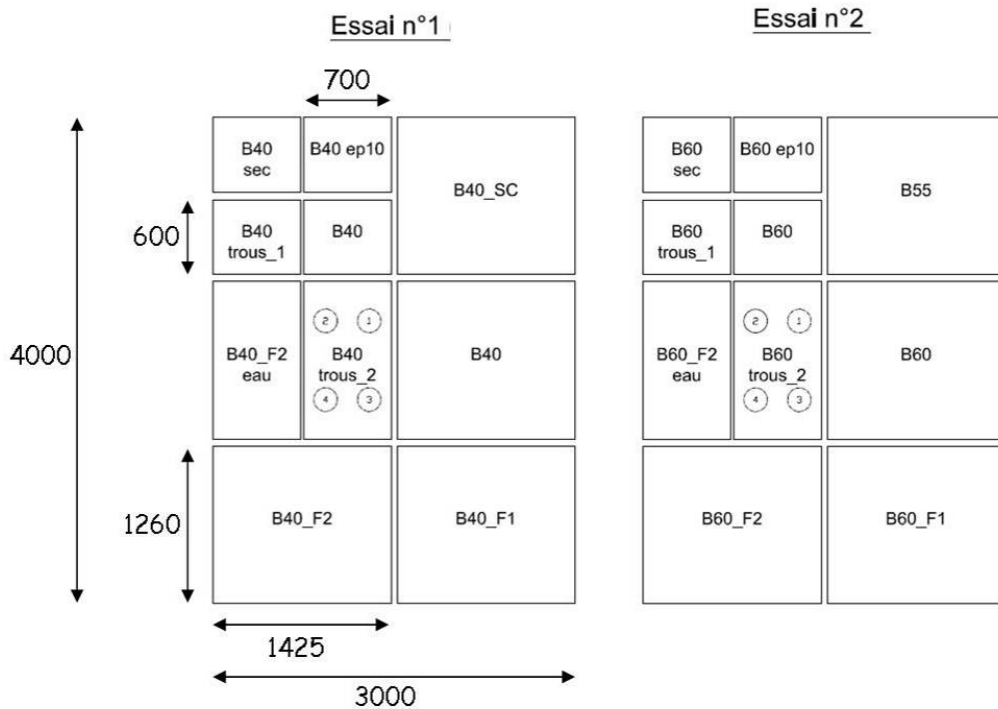


Figure 195 : implantation des différents corps d'épreuve sur le four lors des deux essais sous feu HCM (vue de dessus de la face non exposée, cotes en mm). L'espace entre chaque corps d'épreuve est fourré d'isolant (fibres de silice).

5.3 Résultats

Le but des essais HCM est d'étudier l'influence d'une telle sollicitation thermique sur les risques d'instabilité thermique des bétons. L'observation durant les essais consiste dans un premier temps à identifier les configurations pour lesquelles l'instabilité se manifeste. La caractérisation de l'instabilité, quand elle a lieu, repose ensuite sur l'appréciation de la profondeur de béton éjecté ainsi que le relevé du temps de début et de fin d'éjection de béton. Le Tableau 41 recense, pour toutes les configurations des deux essais, la manifestation (ou pas) de l'instabilité thermique du béton.

Type de configuration	Pas d'instabilité thermique	Instabilité thermique
Essai n°1		
B40_sec	✓	
B40_ep10	✓	
B40 L 700 x l 600 x ep 150 mm ³		✓
B40 L 1425 x l 1260 x ep 150 mm ³		✓
B40SC		✓
B40F1	✓	
B40F2	✓	
B40F2_eau	✓	
Essai n°2		
B60_sec	✓	
B60_ep10		✓ (relativement modérée)
B60 L 700 x l 600 x ep 150 mm ³		✓
B60 L 1425 x l 1260 x ep 150 mm ³		✓
B55		✓
B60F1	✓	
B60F2	✓	
B60F2_eau	✓	

Tableau 41 : recensement des risques d'instabilité thermique pour les différentes configurations des deux essais HCM.

5.3.1 Observations générales durant le chauffage

Durant le chauffage, les principales observations sont les suivantes :

- Le rôle favorable des fibres de polypropylène vis-à-vis des risques d'instabilité thermique est vérifiée sous feu HCM. Aucune instabilité thermique des bétons fibrés (B40F1 et F2, B60F1 et F2) n'est observée durant le chauffage, y compris lorsque les corps d'épreuve sont conservés dans l'eau avant essai (B40F2_eau et B60F2_eau). L'influence du dosage en fibres n'est pas détectée (du moins pour les dosages adoptés), le fait d'ajouter 1 kg.m^{-3} de béton semble suffisant pour se prémunir des risques d'instabilité thermique.
- Le fait de présécher les corps d'épreuve à $80 \text{ }^\circ\text{C}$ (B40_sec et B60_sec) annule également le risque d'instabilité thermique du béton. De la même façon que lors des essais ISO (§ 4.3.6, partie 2), ceci démontre le rôle décisif de la teneur en eau libre du béton dans l'apparition de l'instabilité thermique.
- Pour les configurations d'essai où l'instabilité thermique du béton est constatée, l'éjection d'écaillés de béton s'opère entre la 4^{ième} et la 9^{ième} minute pour l'essai n°1 et entre la 2^{ième} et la 6^{ième} minute pour l'essai n°2 (nous rappelons que lors des premières minutes, le chauffage est plus lent lors de l'essai n°1 que lors de l'essai n°2). Autrement dit, l'instabilité thermique du béton est beaucoup plus précoce que dans le cas des essais ISO (§ 4.3.1, partie 2). Malgré tout, une fois que l'instabilité thermique prend fin et pour une configuration donnée, la profondeur de béton éjecté (évaluée visuellement durant l'essai par les petites ouvertures du four) est beaucoup moins importante dans le cas de l'essai sous feu HCM que lors de l'essai ISO. Ceci se vérifie pour tous les bétons qui ont subi l'instabilité thermique (B40, B40SC, B55 et B60).
- De la même façon que lors des essais ISO (§ 4.3.2, partie 2), l'instabilité thermique du B60 et du B55 durant le chauffage est plus sévère que pour le B40 en termes de profondeur de béton éjecté et d'étendue de surface endommagée. Ceci confirme donc le fait que les bétons compacts sont plus sensibles au risque d'instabilité thermique.
- De la même façon que lors des essais ISO (§ 4.3.4, partie 2), l'instabilité thermique du B40SC durant le chauffage semble moins sévère que pour le B40.
- La surface offerte au feu ne semble pas influencer la manifestation de l'instabilité thermique. En effet, la profondeur de béton éjecté et l'étendue de surface endommagée de la dalle de dimensions L 1425 x l 1260 x ep 150 mm³ et celle de dimensions L 700 x l 600 x ep 150 mm³ sont équivalentes. Ceci s'observe à la fois pour le B40 et le B60. En revanche, et de la même façon que lors des essais ISO (§ 4.3.3, partie 2), l'épaisseur du corps d'épreuve semble influencer la manifestation de l'instabilité thermique du béton : la dalle de B40 d'épaisseur 10 cm (B40_ep10) ne présente pas d'instabilité et celle de B60 (B60_ep10) présente une surface de béton éjecté relativement faible (une zone d'une dizaine de cm de diamètre). Ceci semble confirmer l'existence d'un effet d'échelle dans l'apparition de l'instabilité thermique.

5.3.2 Observations après refroidissement

Une journée après l'essai HCM, les corps d'épreuve sont retirés du four. Le fait d'observer sur les dalles contenant des fibres de polypropylène une surface exposée très endommagée (Figure 196) permet de mettre en évidence le détachement de matière durant la phase de refroidissement. Il est important de noter que ce détachement de matière durant le refroidissement ne s'observe pas dans le cas des essais réalisés sous feu ISO.



Figure 196 : clichés des faces exposées des dalles de béton fibré (B40F1 et F2 à gauche et B60F1 à droite) après l'essai HCM et refroidissement.

Nous pouvons donc penser que le détachement de béton des faces exposées des dalles (fibrées ou pas) après un essai HCM se compose :

- d'une éjection de matière due à l'instabilité thermique du béton lors du chauffage (lorsqu'elle a lieu),
- et d'un détachement de matière durant la phase de refroidissement.

Dès lors, il n'apparaît pas pertinent de mesurer, après essai, les profondeurs de béton éjecté afin de les comparer à celles obtenues durant les essais ISO.

Ce détachement de matière durant la phase de refroidissement semble être le fruit de la formation d'une "croûte" de béton en surface exposée (Figure 197). L'épaisseur de cette croûte est de l'ordre du centimètre et semble relativement constante quelle que soit la configuration d'essai.



Figure 197 : à gauche, cliché de la face exposée d'une dalle après essai HCM et refroidissement. A droite, détail de la "croûte" de béton formée.

Nous supposons que cette croûte, qui correspond à une zone de béton extrêmement endommagée lors de nos essais HCM, est le résultat de la fusion puis de la vitrification des granulats de nos bétons. La réduction des propriétés mécaniques de cette zone ainsi que sa fissuration importante l'empêchent de compenser le seul effet de la gravité. Au même titre que l'instabilité thermique qui se manifeste durant le chauffage, le détachement de matière durant le refroidissement peut compromettre la stabilité de la structure (voir § 1.2.1, partie 1 et *Khoury and Anderberg 2000*). Il apparaît donc important dans le cas d'une structure sévèrement incendiée (comme peut l'être un tunnel), de prendre en compte dans les calculs

mécaniques post-incendie l'effet de ce détachement de matière. Nos observations montrent que cette vérification est également nécessaire dans le cas de bétons fibrés.

Enfin, il est intéressant de noter que le phénomène de détachement de matière durant la phase de refroidissement ne s'observe ni dans le cas des corps d'épreuve qui sont préséchés avant essai à 80 °C (B40_sec et B60_sec), ni dans le cas des dalles à épaisseur réduite (B40_ep10 et B60_ep10). Ceci est illustré sur la Figure 198.

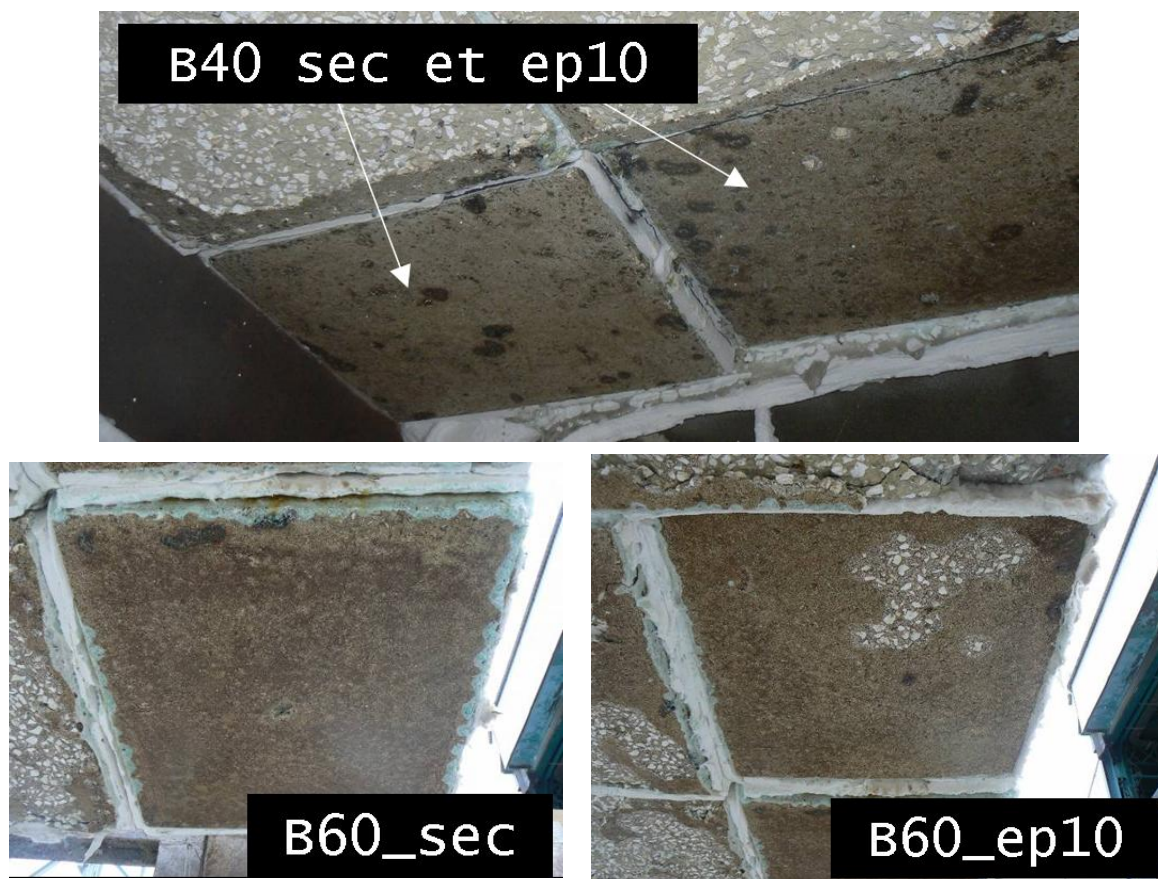


Figure 198 : en haut, cliché de la face exposée de la dalle de B40 pré séchée et de la dalle à épaisseur réduite après essai HCM et refroidissement. En bas à gauche, cliché de la face exposée de la dalle de B60 pré séchée. En bas à droite, cliché de la face exposée de la dalle de B60 à épaisseur réduite.

5.4 Synthèse des principales observations

Les essais réalisés sous feu HCM consistent à étudier l'influence d'une telle sollicitation thermique sur les risques d'instabilité thermique. Les principales observations sont les suivantes :

- les fibres de polypropylène sont également efficaces vis-à-vis des risques d'instabilité thermique des bétons sous feu HCM. Ceci est vérifié pour deux gammes de compacité de béton, pour des matériaux saturés et pour deux dosages différents
⇒ § 5.3.1 (partie 2)
- le préséchage du matériau à 80 °C annule totalement le risque d'instabilité thermique sous feu HCM ⇒ § 5.3.1 (partie 2)
- l'instabilité thermique du béton sous feu HCM est plus précoce que lors d'un feu ISO. En revanche, l'ampleur des dommages causés semble moins importante pour un feu HCM ⇒ § 5.3.1 (partie 2)

- l'instabilité thermique est plus sévère dans les bétons les plus compacts sous feu HCM \Leftrightarrow § 5.3.1 (partie 2)
- l'instabilité thermique semble moins sévère dans le cas du béton contenant des granulats silico-calcaires (avec silex) \Leftrightarrow § 5.3.1 (partie 2)
- un effet d'échelle sur le risque d'instabilité thermique du béton est mis en évidence par la variation de l'épaisseur du corps d'épreuve. En revanche, la surface offerte au feu ne semble pas influencer l'ampleur de l'instabilité thermique (du moins pour des surfaces exposées d'au moins 70 x 60 cm²) \Leftrightarrow § 5.3.1 (partie 2)
- les essais mettent en évidence l'existence d'un détachement important de matière, sous la forme d'une croûte d'un centimètre d'épaisseur, durant la phase de refroidissement. Ce détachement concerne également les bétons fibrés. En revanche, les corps d'épreuve préséchés et à épaisseur réduite ne présentent pas ce détachement de matière durant le refroidissement \Leftrightarrow § 5.3.2 (partie 2)

TROISIEME PARTIE : DISCUSSION

1- DISCUSSION SUR LES MECANISMES D'INSTABILITE THERMIQUE DES BETONS ET PERSPECTIVES D'ETUDE

L'étude bibliographique présentée dans ce document a permis de distinguer les deux mécanismes couramment utilisés pour expliquer l'instabilité thermique des bétons : d'une part le processus thermo-hydrrique qui relie directement les risques d'instabilité thermique des bétons à la génération d'importantes pressions de vapeur et d'autre part le processus thermomécanique qui relie les risques d'instabilité thermique des bétons à la génération d'importantes contraintes de compression en surface chauffée.

La principale ambition des travaux de cette thèse, grâce à l'observation du comportement à haute température de différents bétons depuis l'échelle du matériau jusqu'au comportement de dalles sous feu HCM, est d'analyser le lien entre l'instabilité thermique et les deux processus précédemment cités. Ce paragraphe se veut donc une analyse globale des observations expérimentales présentées dans ce document. Nous tentons également de donner dans cette dernière partie du document des nouvelles pistes d'investigation.

1.1. Pressions de vapeur et instabilité thermique

La Figure 141 présente l'ensemble des mesures de pressions de vapeur de l'étude avec une mise en évidence des essais pour lesquels l'instabilité thermique du béton est constatée.

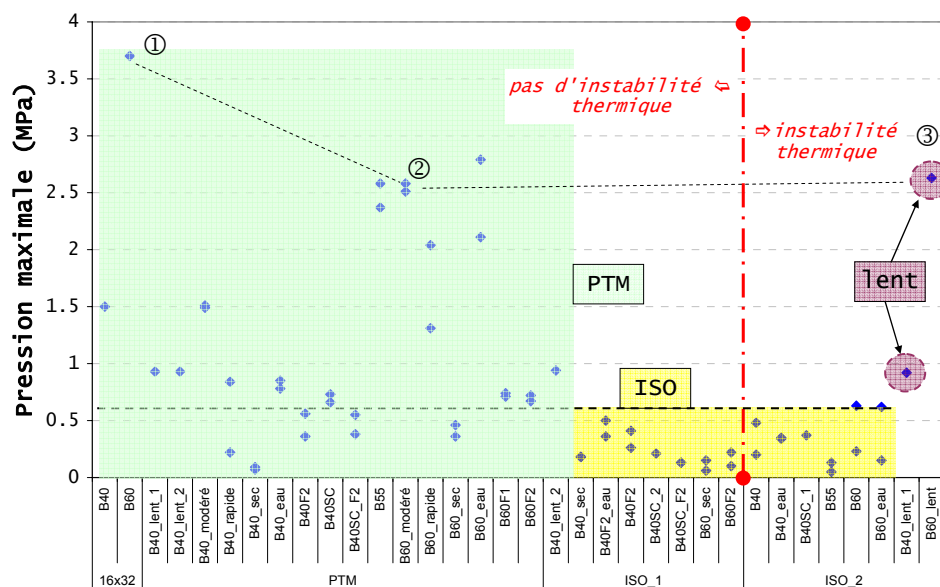


Figure 199 : récapitulatif des pressions de vapeur maximales mesurées durant les différents essais de l'étude (rappel : ① est mesurée lors d'un chauffage sur toutes les faces d'une éprouvette cylindrique).

Les différents essais ont permis de montrer que les pressions générées dans des configurations présentant des risques d'instabilité thermique sont relativement faibles (essais ISO). De plus, en se basant sur l'expression de la Figure 74 (§ 3.3.1, partie 1, *Lottman 2007*), les contraintes de traction réellement générées dans le squelette solide par les pressions de vapeur, seules responsables de l'instabilité thermique du béton selon le processus thermo hydrrique, sont encore plus faibles.

A l'inverse, des pressions de vapeur importantes ont été mesurées pour certaines configurations d'essai pour lesquelles l'instabilité thermique n'est pas constatée (certains essais ISO et l'ensemble des essais PTM).

A niveau de pression de vapeur équivalent et sous sollicitation thermique équivalente, la géométrie du corps d'épreuve influence fortement le risque d'instabilité thermique du béton : comparaison pour le B60 des mesures de pression obtenues lors du chauffage lent sur éprouvette cylindrique (repère ① sur la Figure 199), lors du chauffage modéré sur éprouvette PTM (repère ② sur la Figure 199) et lors du chauffage lent sur dalle (repère ③ sur la Figure 199). Cette observation, mise en parallèle avec le fait d'observer une influence de l'épaisseur du corps d'épreuve, permet de mettre en évidence l'existence d'un effet d'échelle sur le risque d'instabilité thermique du béton. Il nous semble peu probable que cet effet d'échelle repose sur la génération des pressions de vapeur.

Par ailleurs, nous rappelons avoir clairement mis en évidence un manque de corrélation entre la sévérité de l'instabilité thermique et le niveau de pressions de vapeur mesurées.

↳ Pour toutes ces raisons, il apparaît que les pressions de vapeur ne semblent pas être la cause unique de l'instabilité thermique des bétons.

1.2. Processus thermomécanique et instabilité thermique

Le processus thermomécanique repose sur la génération de contraintes de compression en surface chauffée. Ces contraintes sont dues aux déformations empêchées de l'élément de béton chauffé et dépendent essentiellement des gradients thermiques dans les premiers centimètres de l'élément. Autrement dit, selon le processus thermomécanique, plus le chauffage est intense (en terme de vitesse de chauffage), plus les contraintes engendrées sont importantes et plus le risque d'instabilité thermique du béton est élevé.

Or, le lien entre le processus thermomécanique et l'instabilité thermique du béton est fortement critiqué par le fait d'observer une manifestation de l'instabilité thermique plus sévère à mesure que l'on affaiblit le chauffage (en termes de vitesse de chauffage et de température atteinte). Ceci est schématisé sur la Figure 200.

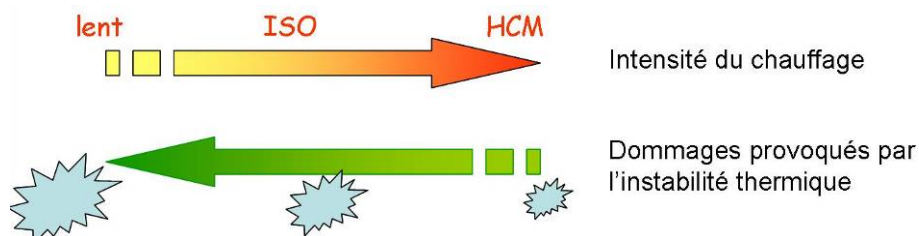


Figure 200 : représentation schématique du lien contradictoire entre l'intensité du chauffage et les dommages provoqués par l'instabilité thermique du béton.

D'autre part, le processus thermomécanique ne permet pas de prendre en compte l'influence de l'état hydrique du béton sur son risque d'instabilité thermique. Or il a clairement été montré que le fait de présécher le matériau à 80 °C, autrement dit le fait d'ôter toute l'eau libre du réseau poreux, annule totalement le risque d'instabilité thermique. De même, le fait de saturer totalement l'élément de béton modifie les caractéristiques de l'instabilité thermique. A gradient thermique constant, l'état hydrique du matériau est donc décisif dans le risque d'instabilité thermique. Le processus thermomécanique ne permet pas non plus d'expliquer l'efficacité des fibres de polypropylène.

Enfin, nous avons montré que les phénomènes de fluage et de déformation thermique transitoire sont fortement activés avec l'élévation de la température et des mouvements d'eau au sein du matériau (cf 2.6.6 et (Mindeguia et al. 2007)). L'une des conséquences de cette activation est la relaxation des contraintes de compression se développant en surface chauffée d'un élément de béton.

En parallèle des essais inscrits dans le programme de cette thèse, nous avons placé des éprouvettes cylindriques (différents types de géométrie et de béton) à l'intérieur d'un simple four à micro-ondes d'usage domestique. Ces essais ont été réalisés au laboratoire Suédois SP lors d'un séjour d'un mois en Juin 2008. Nous supposons qu'un tel système de chauffage permet de chauffer de façon uniforme tout le corps d'éprouve, annulant ainsi (ou en tout cas réduisant fortement) le gradient thermique en son sein. Ceci est vérifié par la mesure de la température durant le chauffage par un thermocouple placé au centre de l'éprouvette et à sa surface (Figure 201).

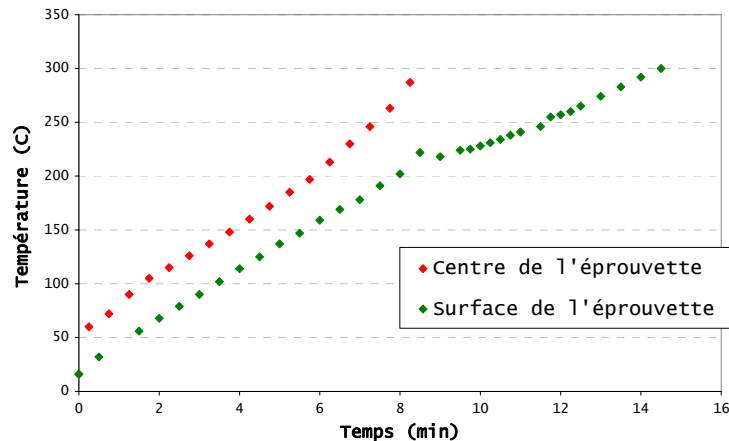


Figure 201 : évolution dans le temps de la température mesurée dans le centre et à la surface d'une éprouvette cylindrique placée dans un four à micro-ondes.

Le fait de réduire fortement le gradient thermique dans l'éprouvette tend à annuler la mise en place du processus thermomécanique et la génération de contraintes de compression en surface chauffée. Or, l'instabilité thermique du matériau est constatée sur de nombreuses éprouvettes, comme nous pouvons le voir sur la Figure 202.



Figure 202 : clichés d'une éprouvette cylindrique après chauffage dans un four à micro-ondes. Mise en évidence de l'instabilité thermique du matériau.

⇒ Pour toutes ces raisons, il apparaît que les contraintes de compression en surface chauffée générées par le processus thermomécanique ne semblent pas être la cause unique de l'instabilité thermique des bétons.

1.3. Etat hydrique et zone critique

Nous venons de montrer que ni les pressions de vapeur, ni les contraintes de compression semblaient à même d'expliquer à elles seules les risques d'instabilité thermique des bétons. Par ailleurs, l'un des principaux résultats de nos travaux est que l'état hydrique du matériau est décisif dans l'apparition de l'instabilité ; nous devons donc proposer de nouvelles voies d'investigation en accord avec ce résultat primordial.

La voie d'investigation proposée par (*Jansson 2007*), et présentée au § 3.3.3 (partie 1), nous semble être une base pertinente pour l'analyse des instabilités thermiques du béton. D'après cet auteur, l'instabilité thermique d'un élément de béton repose sur l'existence d'une zone critique.

Cette idée repose en grande partie sur la théorie de formation d'une zone de saturation (théorie du "moisture clog", voir § 3.1.1, partie 1), théorie proposée par Harmathy dès les années 60 (*Harmathy 1965*). Nous rappelons que selon ce dernier, le "moisture clog" engendre des pressions de vapeur élevées, à leur tour responsables de l'instabilité thermique du béton (base du processus thermo-hydrique, analysée précédemment).

En faisant le lien avec la théorie du "moisture-clog", (*Jansson 2007*) indique donc que la zone critique est une zone de béton à teneur en eau liquide élevée, voire une zone saturée d'eau. Toujours selon cet auteur, l'instabilité thermique du béton situé à proximité de cette zone critique n'est pas due à la génération des pressions de vapeur d'eau (contrairement à l'idée initiale d'Harmathy) mais pourrait être provoquée par :

- la forte dégradation des propriétés mécaniques du béton saturé en eau (voir 2.7.1, partie 1 et *Lankard, Birkimer et al. 1971*),
- la dilatation thermique élevée de l'eau liquide qui engendre, du fait de son caractère quasi-incompressible, de fortes contraintes de traction dans le matériau,
- le ralentissement de la diffusion de la chaleur due à la consommation importante d'énergie nécessaire à la vaporisation de l'eau. Ce ralentissement de température peut localement perturber le champ de contraintes à proximité de la zone de critique par augmentation du gradient thermique.

D'un point de vue expérimental, nous rappelons que la pertinence de ces hypothèses n'est toujours pas vérifiée. En particulier, les techniques de mesure de teneur en eau à haute température ne permettent pas d'observer la création d'une éventuelle zone saturée dans le béton (voir § 3.1.1, partie 1).

Notre ambition est donc, à partir de l'hypothèse de formation d'une zone critique, d'analyser de façon qualitative les principales observations tirées de nos essais. L'analyse des configurations où l'instabilité thermique du béton a été observée ainsi que celles pour lesquelles l'instabilité n'est pas observée nous permettra de juger de la pertinence de l'idée de zone critique.

1.3.1. Influence de la compacité

Rappel : la manifestation de l'instabilité thermique est plus sévère dans le cas des bétons compacts.

La forte compacité du B60 s'accompagne de paramètres de transfert de masse particuliers : porosité et perméabilité faibles ainsi qu'une saturation initiale des pores élevée. Par conséquent, nous pouvons supposer que la zone critique (zone à forte teneur en eau) se forme dans une région du corps d'épreuve relativement proche de la surface exposée. Ceci permet d'expliquer le fait que les premières écailles de béton éjecté du B60 sont globalement plus fines que dans le cas du B40. A la suite de la première éjection de matière, les premiers centimètres de la nouvelle surface exposée au feu du B60 se caractérisent de nouveau par un réseau poreux peu perméable et à la saturation élevée. Une nouvelle zone critique saturée se forme alors rapidement, provoquant une seconde éjection de béton. Ceci permet

d'expliquer la fréquence élevée d'éjection de béton lors des essais réalisés sur le B60. Un tel processus continue à s'opérer au fur et à mesure de la diffusion de la chaleur dans l'élément de béton. L'instabilité thermique du béton s'arrête lorsque les conditions thermo-hydro-mécaniques ne permettent plus de constituer une zone à forte teneur en eau :

- séchage et déshydratation du matériau,
- augmentation de la porosité et de la perméabilité du matériau,
- fissuration du matériau.

Concernant le B40, le temps nécessaire à la création d'une zone critique entre deux éjections de béton est plus élevé du fait des propriétés de transfert du matériau peu propices à créer une zone à forte teneur en eau : porosité et perméabilité plus élevée ainsi qu'une saturation des pores initiale plus faible. Ceci permet d'expliquer la faible fréquence d'éjection d'écailles de béton, la plus grande épaisseur des premières écailles ainsi qu'une profondeur de béton éjecté moins importante. Cette dernière observation est liée au séchage plus rapide du B40.

Ces différentes hypothèses sont schématisées sur la Figure 204. Pour une meilleure compréhension de ces schémas, certaines étapes sont expliquées sur la Figure 203.

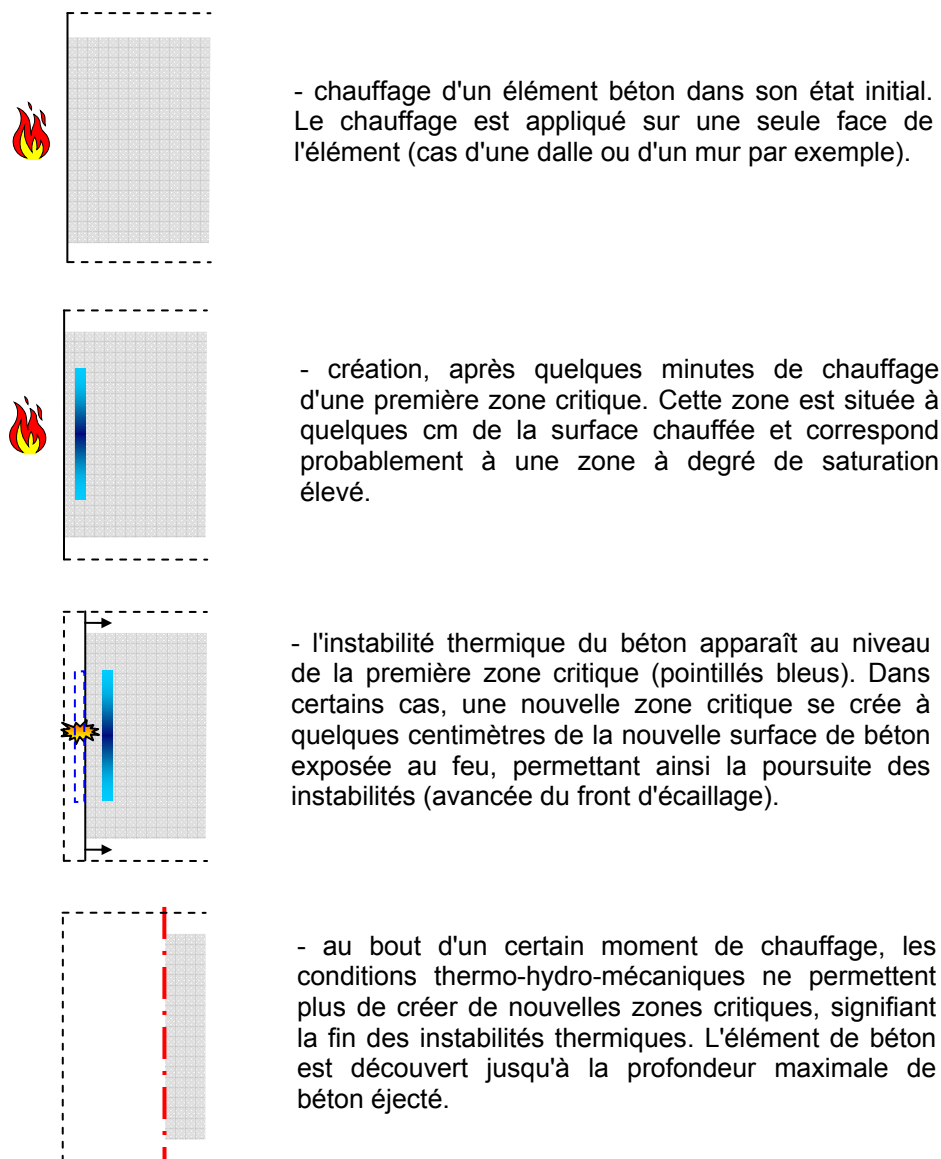


Figure 203 : explication préliminaire aux principaux schémas de la Figure 204 et de la Figure 205.

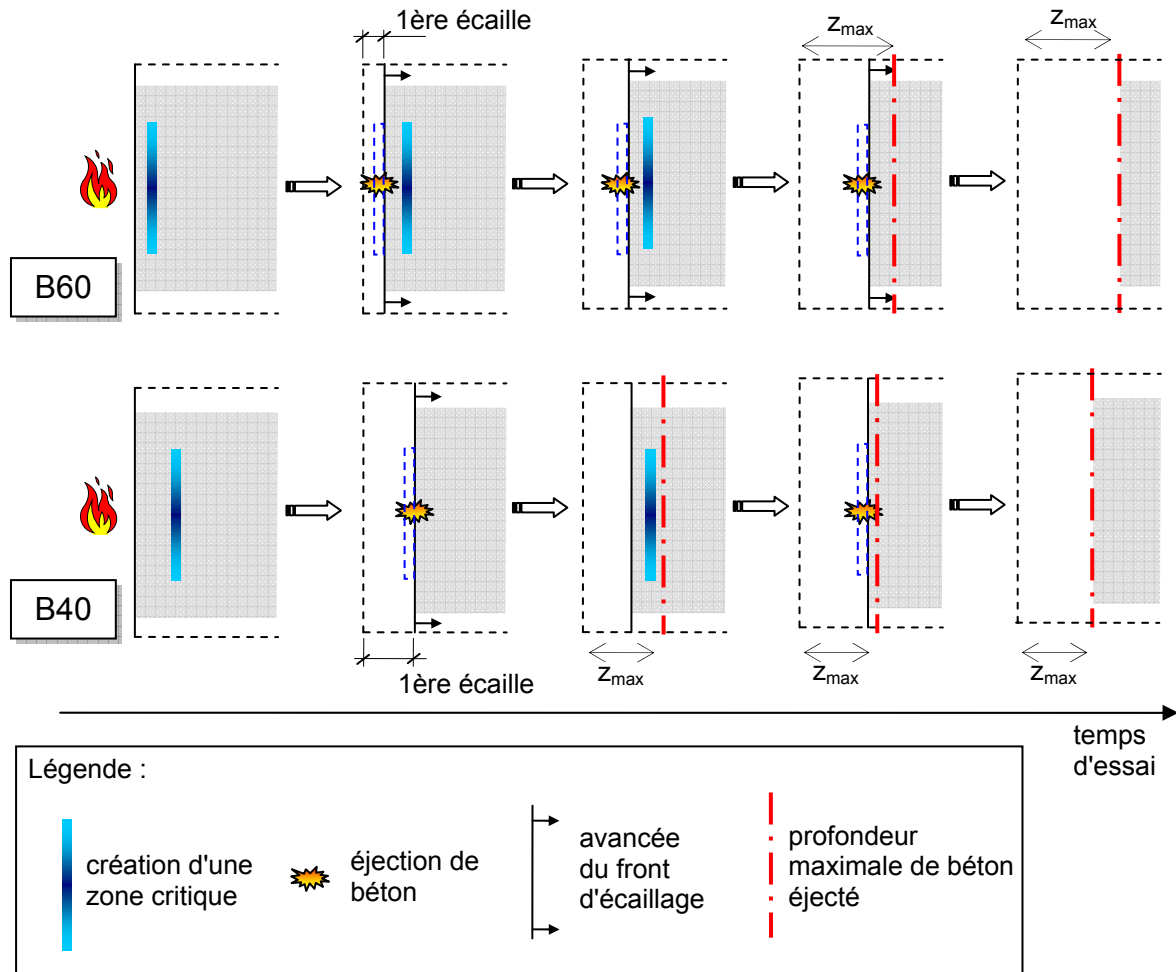


Figure 204 : représentation schématique de la création de zones critiques et de l'instabilité thermique dans le B40 et le B60 sous chauffage ISO.

1.3.2. Influence de la sollicitation thermique

Rappel : la manifestation de l'instabilité thermique est plus sévère à mesure que l'on affaiblit le chauffage.

Dans le cas du chauffage sous feu HCM, la sollicitation est tellement rapide qu'une zone critique à forte teneur en eau se forme très rapidement à proximité de la surface chauffée. Ceci permet d'expliquer le fait que l'instabilité thermique est plus précoce dans le cas d'un chauffage HCM. Dans un second temps, nous supposons que sous la violence du chauffage HCM, les premiers centimètres de la surface exposée subissent un endommagement très important, favorisant ainsi le séchage et la déshydratation du matériau. Assez rapidement, les conditions nécessaires à la création de nouvelles zones critiques (saturation des pores élevée et faible perméabilité) ne sont plus réunies. Par conséquent, l'instabilité thermique du béton est rapidement interrompue, n'engendrant qu'une faible profondeur de béton éjecté comparativement à l'essai sous feu ISO. En revanche, lors de nos essais sous feu HCM, une "croûte" de béton fortement endommagé se forme dans le premier centimètre de la surface exposée. Nous pensons que cette croûte est responsable du détachement de matière que nous avons durant le refroidissement. Rappelons que cette croûte semble être la conséquence de la fusion puis de la vitrification des granulats. Enfin, il est à noter que d'autres formes de détachement de matière durant le refroidissement d'un essai HCM ont été observées au CSTB (délamination, pulvérisation de la surface, etc.).

Dans le cas du chauffage lent, la zone critique à forte teneur en eau se forme à une distance plus importante de la surface exposée. Ceci permet d'expliquer la sévérité de l'instabilité thermique du béton sous chauffage lent. Ces différentes hypothèses sont schématisées sur la Figure 205.

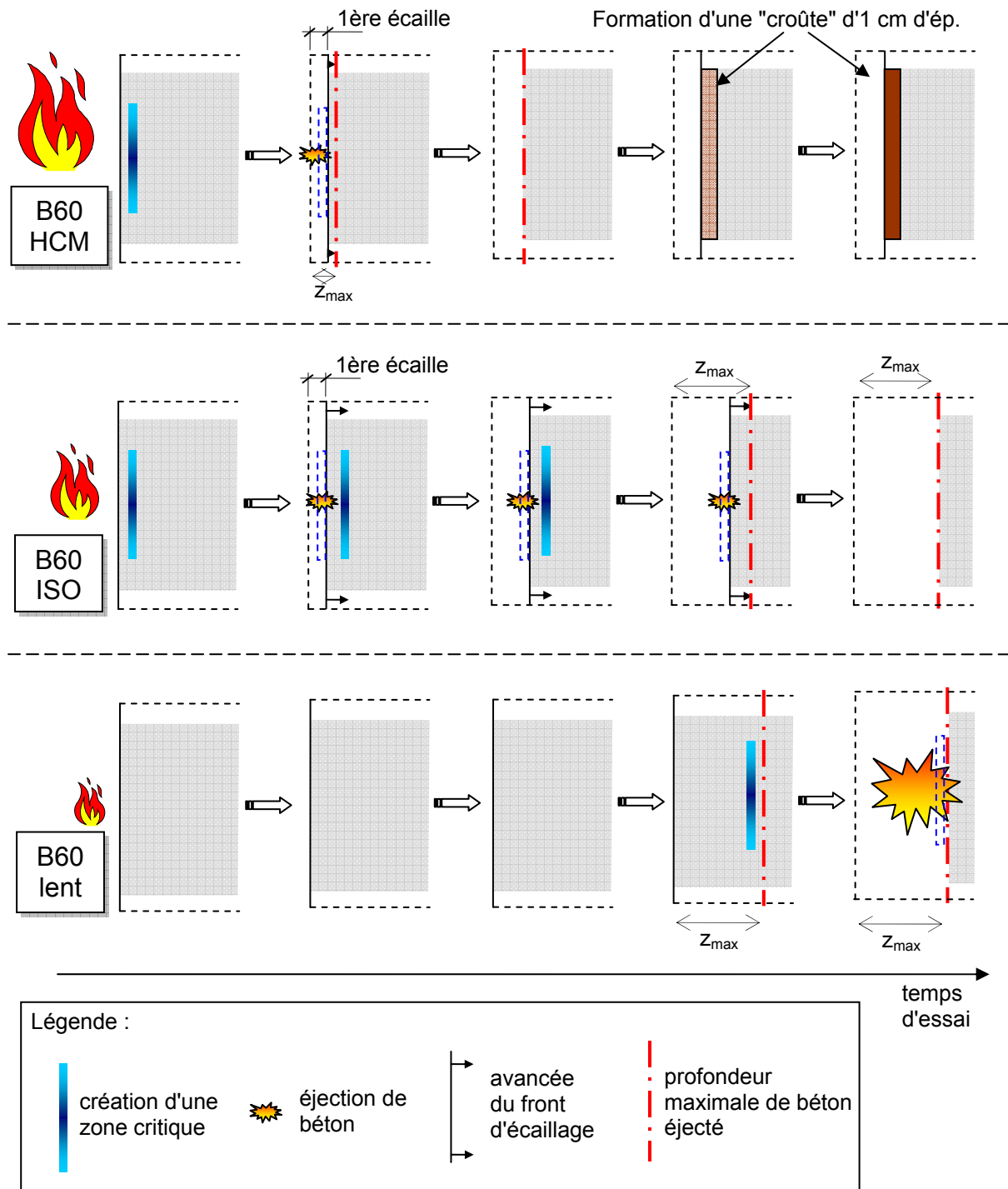


Figure 205 : représentation schématique de la création de zones critiques et de l'instabilité thermique dans le B60 sous différentes sollicitations thermiques.

1.3.3. Configurations d'essai à risque d'instabilité thermique réduit ou annulé

Rappel : l'instabilité thermique est réduite dans le cas du béton de granulats silico-calcaires (contenant en particulier des silex). Le risque d'instabilité thermique est annulé dans le cas des matériaux préséchés à 80 °C et contenant des fibres de polypropylène.

Pour ces différentes configurations d'essai, les conditions nécessaires à la création d'une zone critique à forte teneur en eau ne sont pas réunies. Dans le cas des bétons préséchés, il semble évident que la teneur en eau initiale des pores ne permet pas de saturer le matériau (sous réserve que l'eau provenant de la déshydratation des CSH ne permet pas non plus d'obtenir cette saturation). Dans le cas des bétons contenant des fibres de polypropylène et des granulats silico-calcaires (silex), c'est la forte augmentation de la perméabilité qui ne permet pas de constituer une zone critique. Ces hypothèses sont schématisées sur la Figure 206.

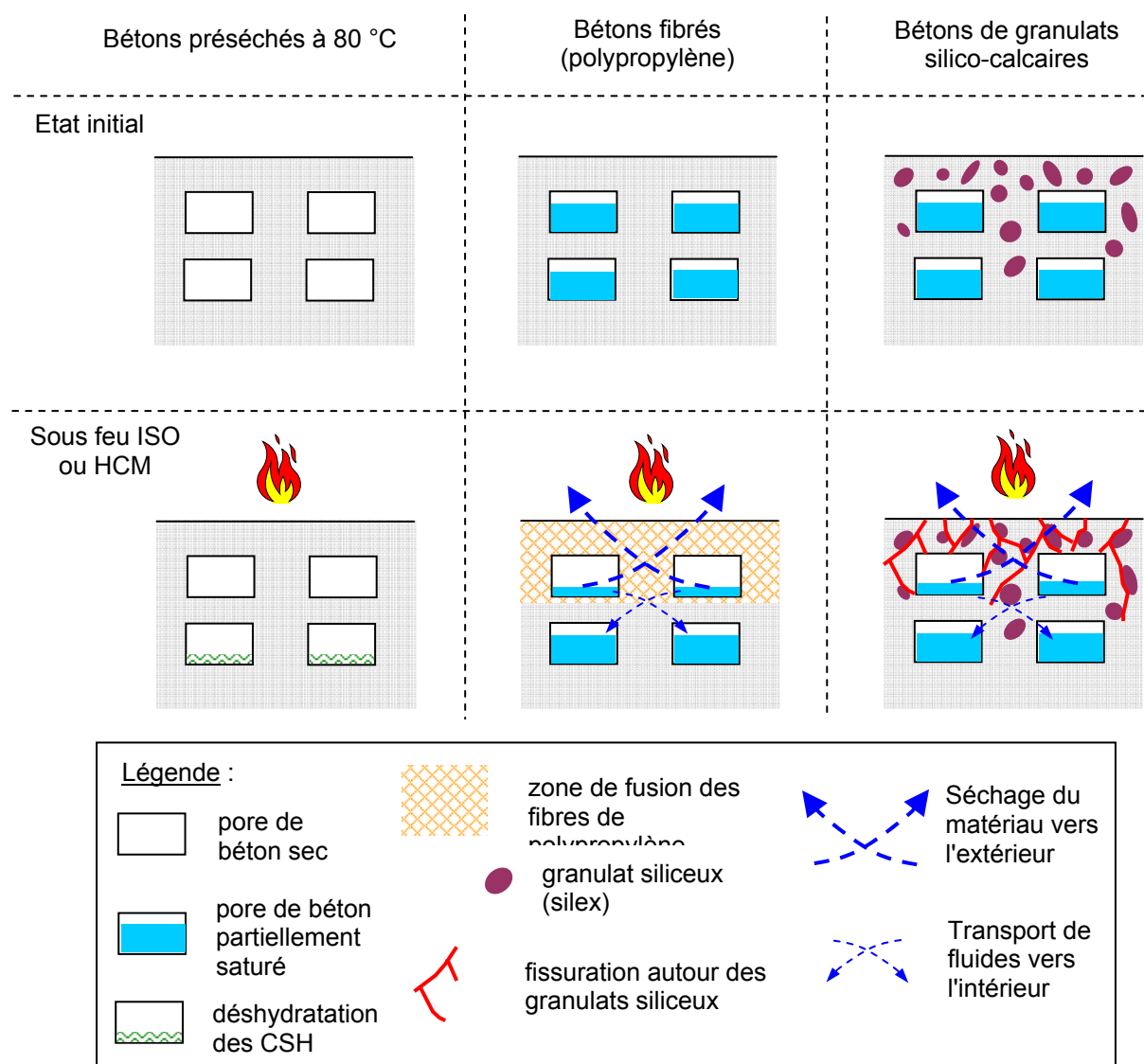


Figure 206 : représentation schématique de l'absence de création de zone critique dans les bétons préséchés à 80 °C, les bétons contenant des fibres de polypropylène et les bétons contenant des granulats silico-calcaires.

1.4. Proposition d'une nouvelle solution technologique

Il semble que les solutions vouées à annuler le risque d'instabilité thermique consistent à éviter de constituer les conditions nécessaires à la création d'une zone critique à forte teneur en eau (exemple du béton préséché) ou à évacuer l'eau liquide du matériau par forte augmentation de la perméabilité (exemple des bétons contenant des fibres de polypropylène et des granulats silico-calcaires). Le premier but de l'essai présenté dans ce paragraphe est de créer une configuration pour laquelle l'eau liquide est évacuée des premiers centimètres du béton lors d'un chauffage sous feu ISO. Ceci doit nous permettre de juger de la pertinence de l'hypothèse de création d'une zone critique. De plus, une telle configuration d'essai peut constituer une voie de recherche vers des nouvelles solutions technologiques anti-instabilité thermique.

Notre proposition d'essai consiste à perforer en plusieurs endroits la surface exposée d'un élément de béton. Les trous ainsi pratiqués dans l'élément de béton fonctionnent comme des drains, évacuant l'eau des pores proches de la surface exposée vers l'extérieur. Ce mécanisme est schématisé sur la Figure 207.

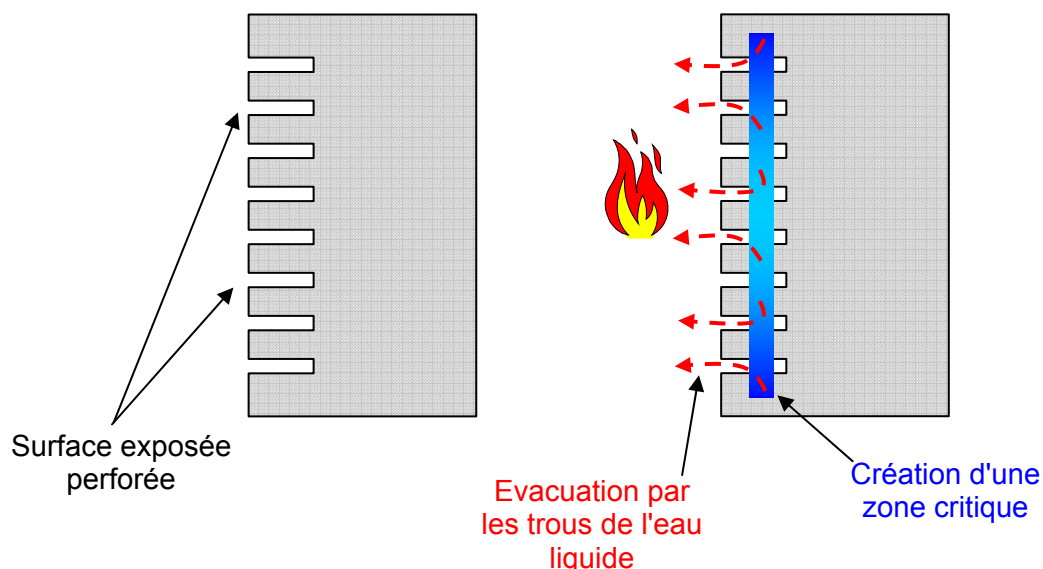


Figure 207 : représentation schématique du mécanisme supposé de la solution technologique proposée : évacuation par les trous en surface exposée de l'eau liquide responsable de la création d'une zone critique.

Un essai sur dalle perforée de B60 a été réalisé sous feu ISO. La surface de la dalle est divisée en trois zones :

- une zone de béton vierge (non perforée) repérée ② sur la Figure 208,
- une zone de béton trouée (\varnothing 8 mm, profondeur 40 mm) sans isolant repérée ① sur la Figure 208,
- une zone de béton trouée (\varnothing 8 mm, profondeur 40 mm) dont les trous sont garnis d'isolant performant à haute température (fibres de silice) repérée ③ sur la Figure 208.

Le fait de garnir les trous d'isolant permet de ne pas engendrer de températures trop importantes en fond de cavité (sans toutefois gêner l'évacuation de l'eau).

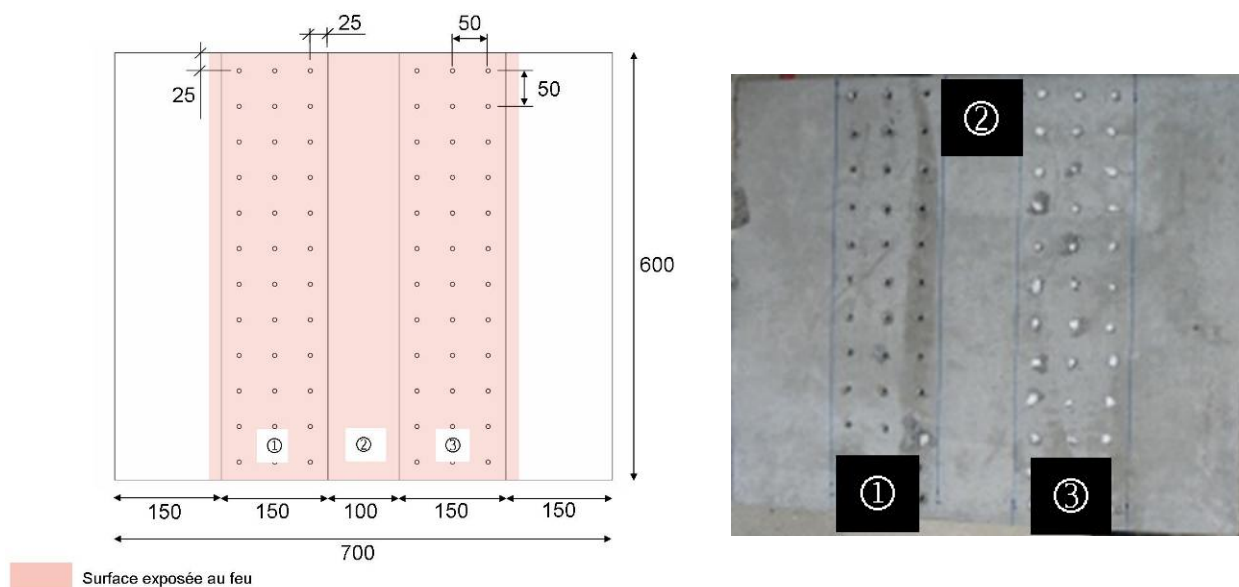


Figure 208 : schéma et cliché de la face exposée d'une dalle de B60. Zone ① : trous sans isolant, zone ② : béton vierge, zone ③ : trous garnis d'isolant.

Nous présentons sur la Figure 209 la cartographie de béton éjecté durant l'essai réalisé sur la dalle perforée ainsi qu'un cliché de la face exposée. Nous n'observons pas d'instabilité thermique dans la zone correspondant aux trous garnis d'isolant, c'est-à-dire dans la zone où nous pouvons supposer que l'eau liquide est évacuée du béton lors du chauffage. Cette observation est en accord avec le mécanisme basé sur notre proposition de zone critique. Ce premier essai constitue également la base de nouvelles réflexions sur la recherche de solutions technologiques efficaces vis-à-vis des risques d'instabilité thermique des bétons. Dans les 2 autres zones de la dalle (zone trouée sans isolant et zone de béton vierge), l'instabilité thermique se manifeste de la même façon que lors des essais réalisés sur dalles non trouées. Nous pouvons penser que la zone trouée sans isolant induit un chauffage trop important du béton situé en fond de trou.

Des essais sur dalles perforées ont été réalisés sous feu HCM. Ces essais avaient également pour but de tester l'influence de l'écartement entre les trous et de la profondeur des trous sur l'efficacité de la solution vis-à-vis des risques d'instabilité thermique. Les conclusions sous feu HCM sont délicates en raison du détachement de matière observé après refroidissement (voir § 5.3.2, partie 2). Durant l'essai, l'accès visuel restreint aux faces exposées des dalles perforées ne permet pas non plus de conclure quant à l'efficacité de la solution proposée.

L'hypothèse de zone critique à forte teneur en eau a été confrontée à nos résultats expérimentaux. Son "efficacité" a été démontrée aussi bien dans le cas des configurations pour lesquelles l'instabilité thermique du béton est observée que dans le cas des configurations sans instabilité (en particulier l'essai sur dalle perforée). Cela semble donc indiquer la bonne pertinence d'une telle approche pour étudier les risques d'instabilité thermique des bétons. Selon nous, les efforts de recherche, aussi bien expérimentaux que théoriques, devront être basés sur l'hypothèse de zone critique.

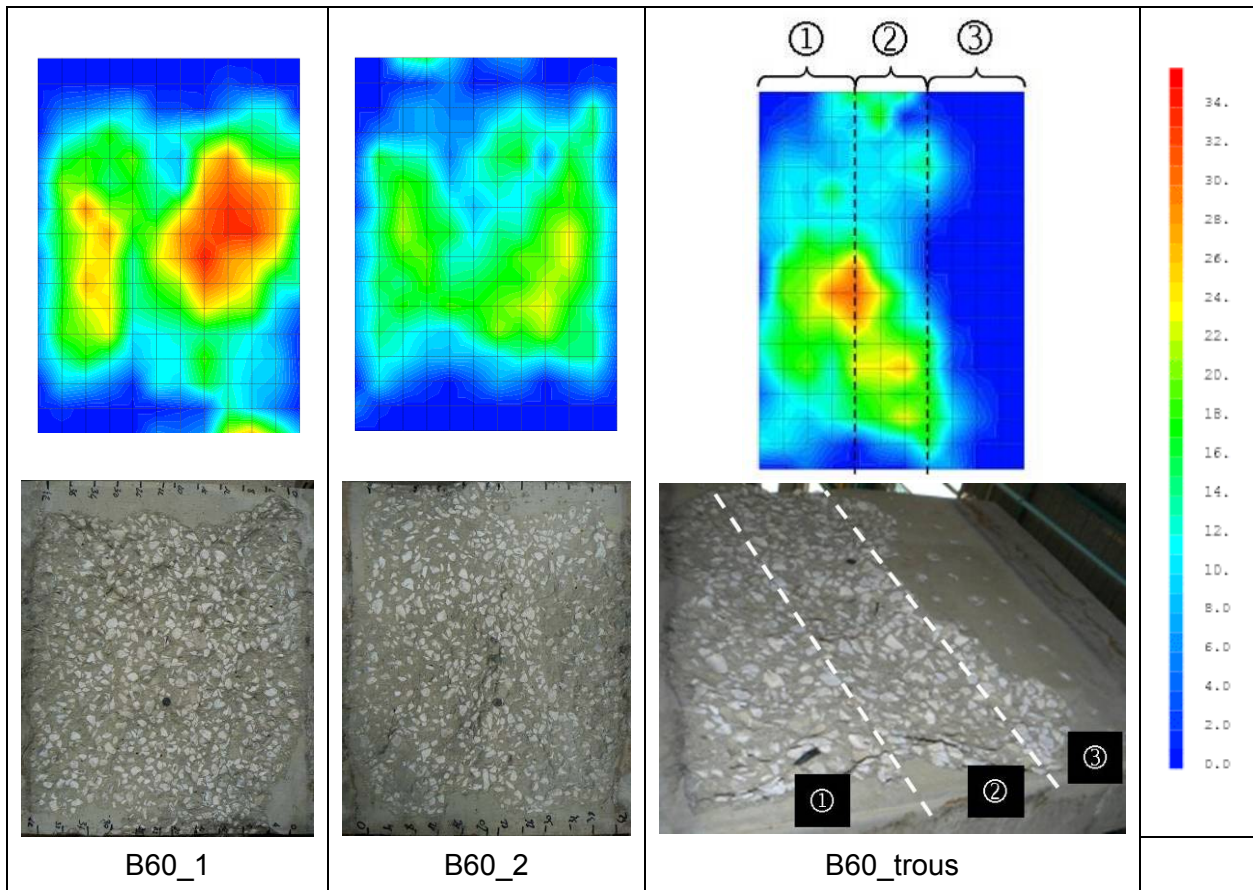


Figure 209 : clichés des faces exposées de dallettes de B60 et cartographies de béton éjecté après un essai sous feu ISO. A gauche et au milieu, dallettes normales. A droite, dallette perforée (Figure 208).

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES D'ETUDE

L'objectif de cette thèse était de contribuer de façon expérimentale à une meilleure compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons. Effectivement, nos recherches bibliographiques ont montré certaines lacunes concernant l'explication de ce phénomène. Le fonctionnement des solutions technologiques est également mal maîtrisé.

L'une des originalités des travaux entrepris a résidé dans l'étude globale du comportement à haute température de différents bétons. Plusieurs échelles d'observations ont donc été adoptées : depuis la détermination des caractéristiques du matériau jusqu'au comportement de dalles sous feu violent.

Nous avons mesuré l'effet de la température sur l'évolution des principales propriétés du matériau. Les principales observations sont les suivantes :

- nous observons une augmentation de la porosité à l'eau de tous les bétons entre 20 et 600 °C. Nous avons mis en évidence que l'augmentation était plus nette dans le cas des bétons de granulats silico-calcaires et des bétons contenant des fibres de polypropylène à partir de 250 °C. Pour les premiers, l'augmentation de la porosité est liée à l'endommagement du matériau sous l'effet d'importantes incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats (notamment les silex). Pour les deuxièmes, l'augmentation de la porosité est liée à la fusion des fibres de polypropylène (dès 170 °C),
- nous avons observé une augmentation de la perméabilité au gaz entre 20 et 600 °C. Cette augmentation est attribuée au séchage du réseau poreux et à la formation de nombreuses fissures dans le matériau. Concernant le béton de granulats silico-calcaires, nous avons montré que l'endommagement engendré par l'instabilité thermique des silex et les incompatibilités de déformation entraînent une très forte augmentation de la perméabilité au gaz avec l'élévation de la température. La fusion des fibres de polypropylène et les mécanismes associés (fissuration, percolation) permettent également d'augmenter significativement la perméabilité au gaz des bétons,
- les paramètres de formulation de nos bétons, et en particulier la nature des granulats, ne semblent pas influencer les propriétés thermiques et leur évolution avec la température. Ce résultat, qui est contraire à la différence couramment observée entre les bétons de granulats calcaires et les bétons de granulats silico-calcaires, est attribué à la faible teneur en quartz des granulats silico-calcaires utilisés, minéraux réputés pour modifier les propriétés thermiques des bétons. Nous avons observé que la conductivité et la diffusivité thermique des bétons décroissent avec l'élévation de la température sous l'effet combiné du séchage du réseau poreux et de la formation de fissures dans le matériau,
- sur la gamme de température 20 – 600 °C, les principales transformations physico-chimiques prenant place au sein du matériau, que nous avons mises en évidence par la mesure de la perte de masse de petites éprouvettes, sont le séchage et la déshydratation des CSH (100 – 250 °C) et la déshydratation de la portlandite (450 – 600 °C). L'effet de ces transformations physico-chimiques doit être pris en compte dans le cadre de simulations thermiques du béton,
- sans application de charge mécanique, nous avons montré que les bétons de l'étude présentent tous un comportement dilatant avec l'élévation de la température. Malgré tout, nous notons une dilatation thermique plus importante pour le béton de granulats silico-calcaires dès 370 °C ainsi que des déformations résiduelles après refroidissement plus élevées. Ceci est une fois de plus attribué à la fissuration importante de l'éprouvette sous l'effet des incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats siliceux (silex),
- le comportement des bétons sous compression uniaxiale est modifié avec l'élévation de la température. Les performances mécaniques des bétons se dégradent avec

l'élévation de la température : résistance en compression et module d'élasticité longitudinal diminuent. Nous avons observé que l'application d'une charge mécanique constante durant la phase de chauffage permet cependant d'améliorer les performances mécaniques des bétons à haute température. Nous avons montré que la dégradation des performances mécaniques à haute température et après refroidissement est plus importante dans le cas du béton de granulats silico-calcaires. De façon générale, l'élévation de température tend à rendre le matériau très dilatant (déformation avec augmentation du volume),

- l'application d'une charge mécanique constante durant la phase de chauffage de l'éprouvette permet de mettre en évidence l'existence d'un phénomène particulier au béton : la déformation thermique transitoire (DTT). Nous avons montré que celle-ci ne semble pas influencée par les paramètres de formulation des bétons de l'étude, excepté une fois de plus pour le béton de granulats silico-calcaires qui présente une forte DTT à partir de 400 °C. L'activation de la DTT peut permettre une relaxation des contraintes de compression dans un élément de structure en béton simultanément chauffée et chargée,
- nous avons observé que le fluage du béton est un phénomène thermiquement activé. Les déformations de fluage mesurées à 400 °C sont très importantes. Nos essais avec prétraitement thermique ont montré l'influence de l'état hydrique sur le fluage à haute température du béton. Les déformations de fluage importantes que nous avons mesurées, conjointement avec l'augmentation des déformations élastiques instantanées (du fait de la réduction de la rigidité du matériau avec la température), contribuent de façon non négligeable à la déformation totale d'un élément de structure simultanément chauffé et chargé.

Les essais PTM nous ont permis de caractériser le comportement thermo-hydrique des bétons de l'étude. Pour ce type d'essai, et en particulier pour une sollicitation thermique peu sévère, les intuitions basées sur un simple cadre théorique se vérifient de façon expérimentale :

- les pressions de vapeur sont plus importantes dans les bétons les plus compacts. Ceci est attribué à la plus faible porosité et perméabilité de ces derniers ainsi qu'une saturation initiale des pores plus importante,
- les fibres de polypropylène, grâce à l'augmentation de perméabilité du matériau qu'elles engendrent, permet de réduire nettement les pressions de vapeur dans le béton,
- les pressions de vapeur sont essentiellement générées par l'eau libre du matériau. Le fait de présécher le matériau à 80 °C permet de fortement réduire les pressions de vapeur.

Par ailleurs, sous conditions expérimentales particulières, le comportement thermo-hydrique du béton sort du cadre théorique de réflexion, et nous avons montré en particulier que :

- le béton de granulats silico-calcaires, du fait des fortes perméabilités mesurées à haute température, ne permet pas une génération importante des pressions de vapeur,
- de même, un endommagement provoqué par une sollicitation thermique plus sévère réduit fortement les pressions de vapeur,
- enfin, la saturation du matériau permet également de réduire (dans une moindre mesure) les pressions de vapeur.

Les essais réalisés sur des dalles de béton nous ont permis de caractériser les instabilités thermiques. Nos principales observations sont les suivantes :

- plus la compacité du matériau est élevée et plus la manifestation de l'instabilité thermique est importante,
- l'épaisseur du corps d'épreuve semble influencer le risque d'instabilité thermique, semblant indiquer l'existence d'un effet d'échelle,

- nos bétons de granulats silico-calcaires (avec silex) présentent un risque plus faible d'instabilité thermique,
- les fibres de polypropylène ont montré leur efficacité sous feu ISO, y compris pour des matériaux saturés,
- l'état hydrique du matériau est décisif : un matériau préséché à 80 °C annule le risque d'instabilité thermique, la saturation du matériau le limite,
- un chauffage lent ne provoque pas l'instabilité thermique de notre béton ordinaire. A l'inverse, le même chauffage lent provoque une forte instabilité thermique dans le cas de notre béton le plus compact. De plus, cette instabilité se manifeste de façon plus violente que lors d'un essai sous feu ISO,
- l'histoire thermique de la dalle influence fortement le risque d'instabilité thermique : le moment d'application d'un choc thermique sur béton ordinaire conditionne l'apparition de l'instabilité.

Sous feu ISO, nous avons montré que les pressions de vapeur mesurées sont relativement faibles. Ceci est attribué à l'endommagement important que provoque une telle sollicitation thermique dans les premiers centimètres de l'élément de béton chauffé. Malgré ces pressions de vapeur relativement faibles, l'instabilité thermique du béton a pu être observée dans certaines configurations d'essai. De plus, nous n'avons pas observé de relation claire entre les pressions de vapeur générées et les caractéristiques des instabilités thermiques des bétons. Ce résultat va à l'encontre de l'idée généralement admise selon laquelle plus les pressions de vapeur sont élevées, plus le risque d'instabilité thermique du béton est grand.

Les essais réalisés sous feu Hydrocarbure Majoré (feu HCM) avaient pour but de fournir à l'étude une dernière échelle d'observation à la fois en termes de sévérité de sollicitation thermique et de géométries d'éprouvette. De ces essais, nous retenons principalement que le risque d'instabilité thermiques de nos bétons semble réduit sous feu HCM. En effet, certains bétons n'ont pas présenté d'instabilité thermique et les dommages constatés sont moins importants que lors des essais réalisés sur les dalles. Enfin, nous avons mis en évidence l'existence d'un détachement important de matière durant la phase de refroidissement.

La confrontation des essais PTM, des essais sur dalles et des essais sous feu HCM nous a permis de discuter des deux processus couramment utilisés pour expliquer l'instabilité thermique des bétons.

Les observations générales relatives au processus thermo-hydrique sont les suivantes :

- nous avons obtenu, pour les configurations présentant un risque d'instabilité thermique, des pressions de vapeur faibles comparativement à d'autres configurations épargnées par l'instabilité mais pour lesquelles les pressions de vapeur sont nettement plus élevées,
- aucun lien clair n'a été mis en évidence entre la gamme de pressions de vapeur mesurées et les caractéristiques des instabilités thermiques,
- différents effets d'échelle géométriques ont été observés.
-

Nous en avons conclu que les pressions de vapeur ne sont pas la cause unique de l'instabilité thermique des bétons.

Nous avons également analysé le rôle potentiel du processus thermomécanique. En particulier, nous avons mis en évidence un lien contradictoire entre la sévérité de la sollicitation thermique et l'ampleur de l'instabilité thermique. L'activation du fluage et de la DTT, dont nous avons montré l'importance dans la première partie des essais, tend également à minorer l'importance du processus thermomécanique (relaxation des contraintes de compression). De plus, la relation claire entre l'instabilité thermique avec d'une part l'état hydrique du béton, et d'autre part la présence de fibres de polypropylène, ne trouve pas selon nous d'explication(s) dans le cadre du processus thermomécanique.

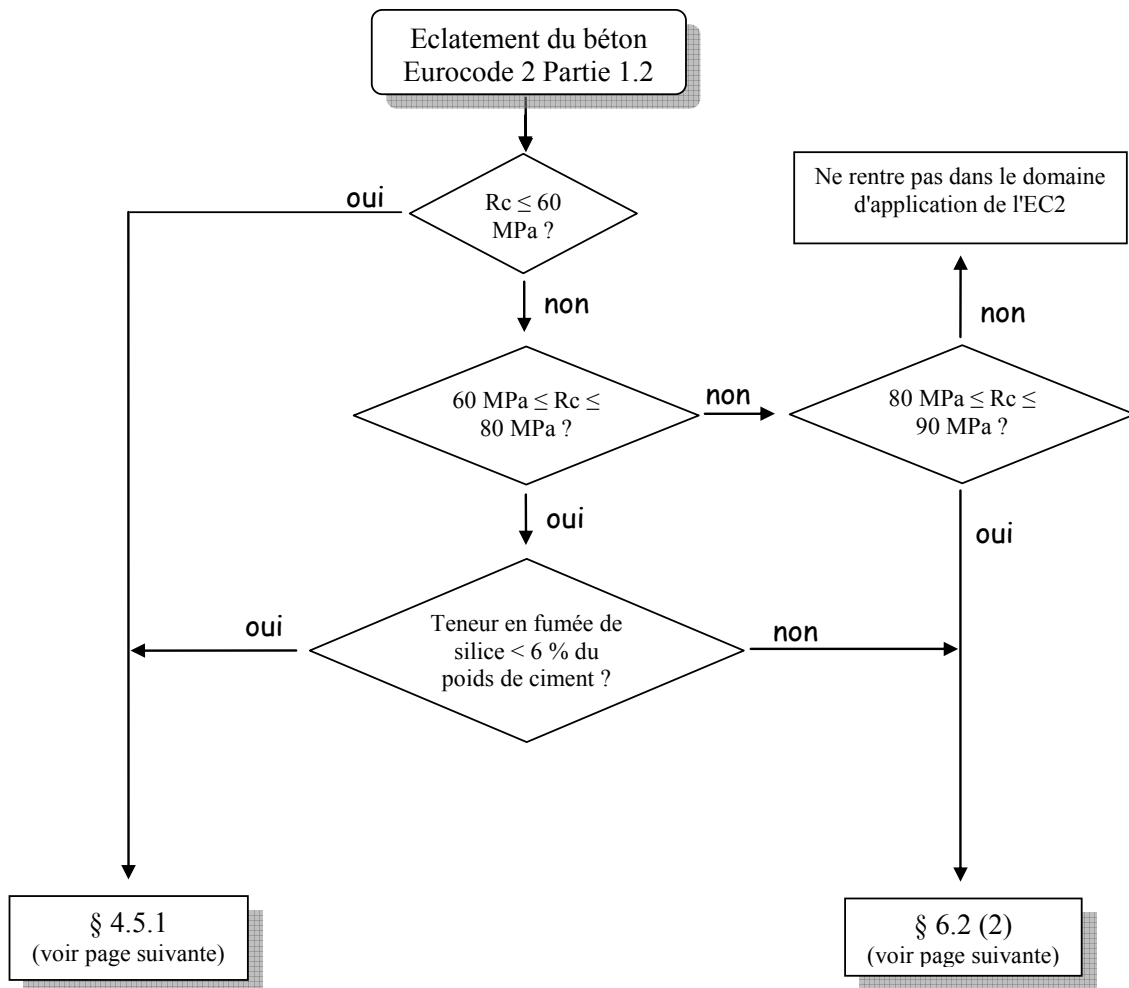
Nous en avons conclu que les contraintes de compression ne sont pas non plus la cause unique de l'instabilité thermique des bétons. Ceci est confirmée par les premières observations d'instabilité thermique sur éprouvettes chauffées dans un four à micro-ondes, chauffage réputé homogène et engendrant donc peu de gradients thermiques.

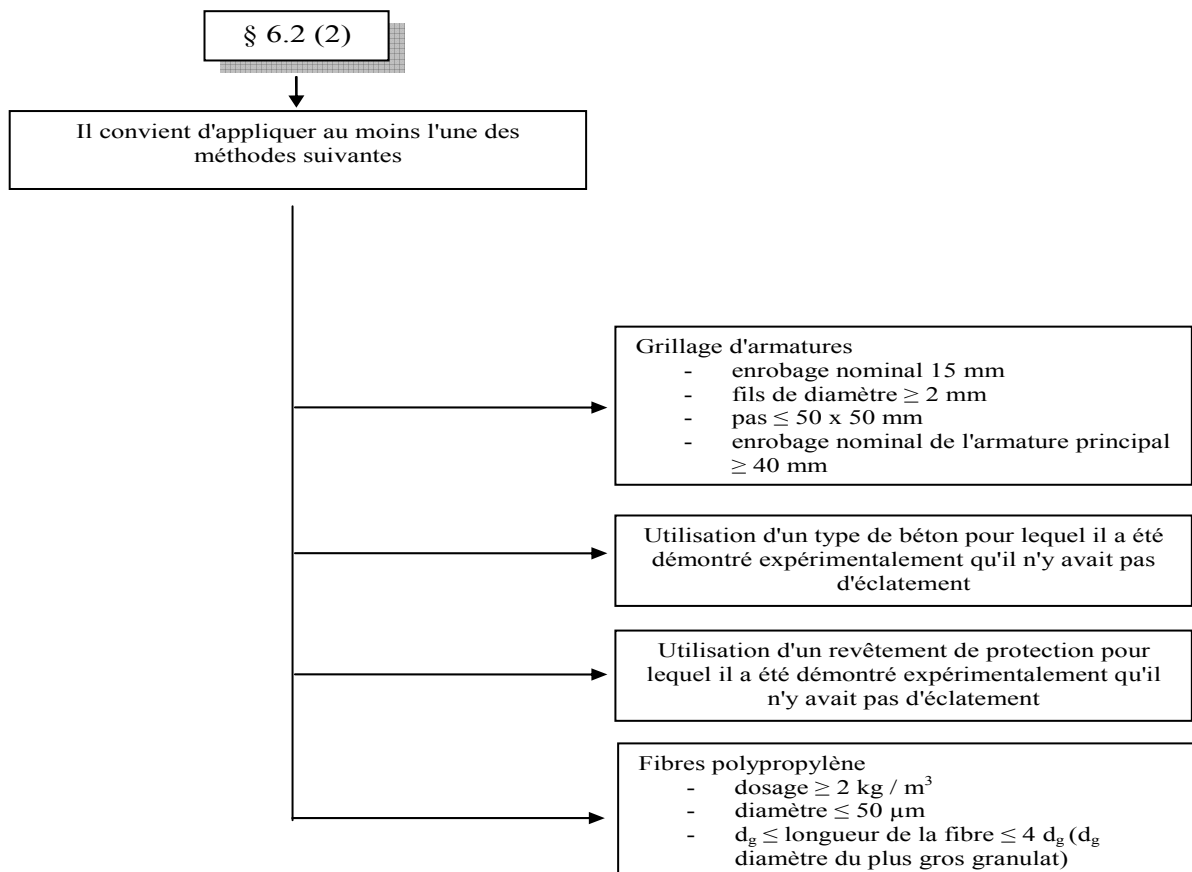
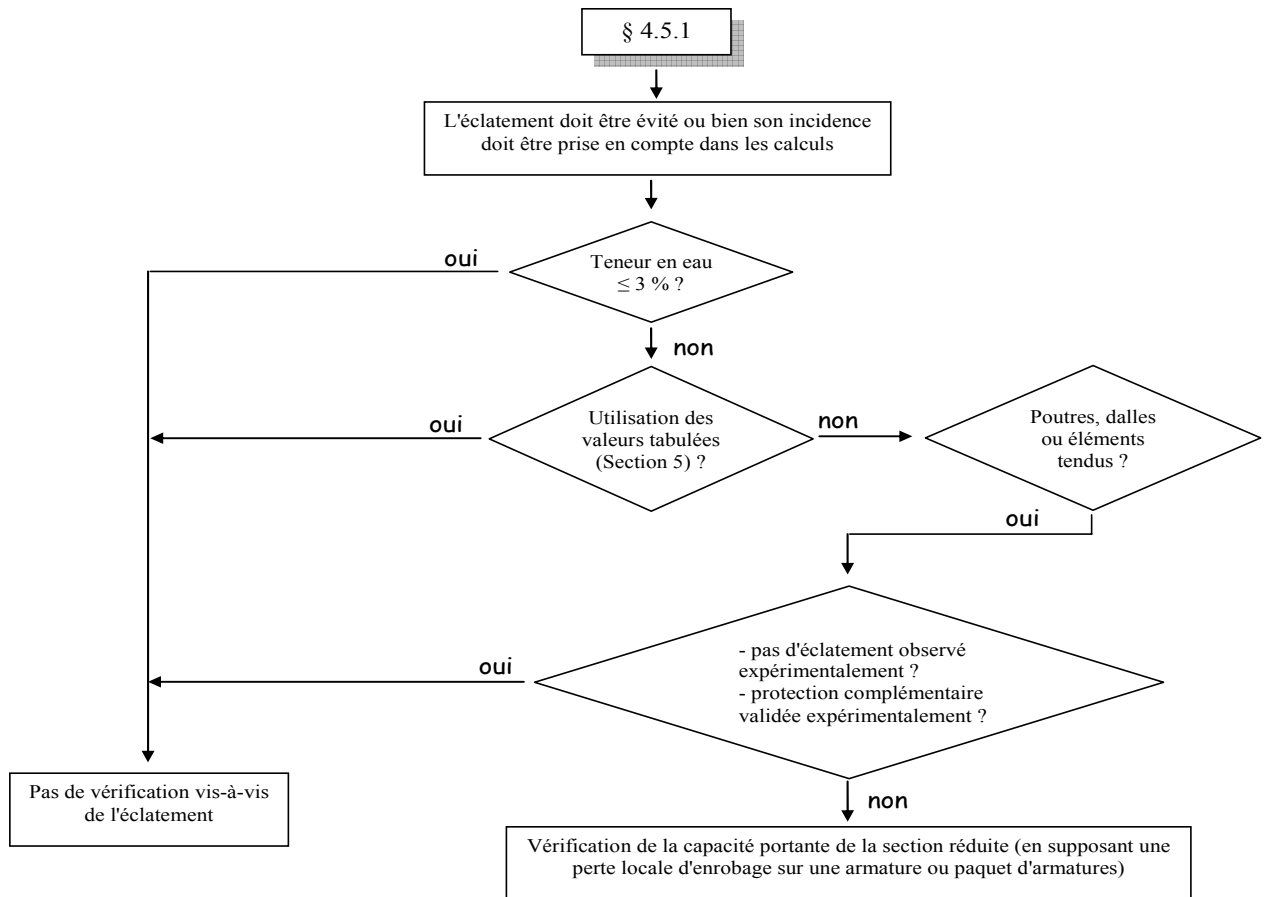
Nous avons proposé une nouvelle voie de réflexion pour expliquer l'instabilité thermique des bétons. Celle-ci est basée essentiellement sur l'hypothèse de création d'une zone critique à forte teneur en eau. Cette hypothèse nous permet d'expliquer la plupart des différentes observations de l'étude, qu'il y'ait eu, ou pas, instabilité thermique du béton. En particulier, une configuration spéciale d'essai, pour laquelle nous supposons le drainage de l'eau liquide lors du chauffage, semble montrer la pertinence de l'hypothèse de création d'une zone critique saturée. Cet essai peut être également considéré comme la base de réflexions pour le développement de nouvelles solutions technologiques.

Nous pensons que les travaux ultérieurs doivent s'orienter vers la vérification expérimentale de l'existence de la zone critique saturée. En particulier, les techniques de mesure des champs de teneur en eau des éléments de béton lors d'un chauffage doivent être développés. Si l'hypothèse de la zone critique est vérifiée expérimentalement, des efforts de recherche seront à mener afin de connaître le critère déclencheur de l'instabilité thermique du béton (chute des propriétés mécaniques du béton saturé, dilatation de l'eau incompressible,...).

ANNEXES

ANNEXE 1 : PRISE EN COMPTE DE L'INSTABILITE THERMIQUE DES BETONS SELON L'EUROCODE 2





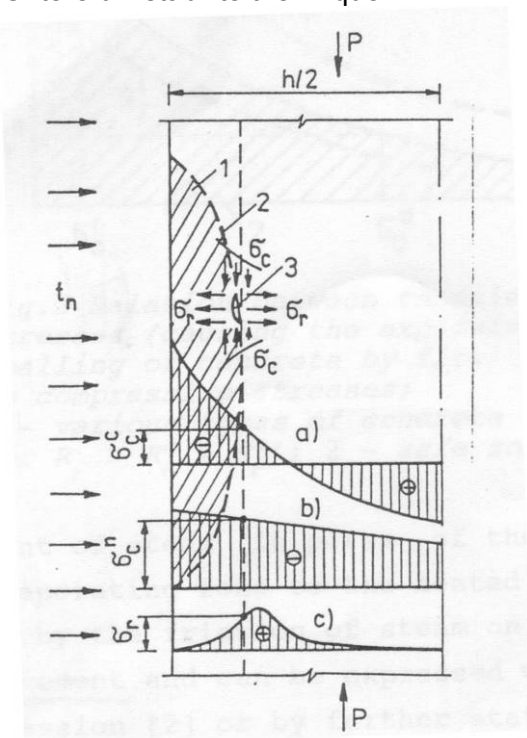
ANNEXE 2 : EXEMPLE DE FORMULATION D'UN CRITERE D'INSTABILITE THERMIQUE DU BETON SELON ZHUKOV (1976)

① Calcul de la contrainte de traction engendrée par les pressions de vapeur d'eau :

$$\sigma_r = \frac{32 \cdot \pi \cdot \eta \cdot \Delta T}{L \cdot \rho_n} \cdot \frac{N \cdot \lambda \cdot W_0}{(1 - \Pi_s) \cdot \Pi_s}$$

σ_r	Contrainte de traction	Pa
η	Viscosité dynamique de la vapeur	N.s.m ⁻¹
ΔT	Gradient de température entre la surface chauffée et la zone de rupture	K
ρ_n	Densité de la vapeur	Kg.m ⁻³
N	Quantité de pores concernés par le mouvement laminaire de vapeur	cm ²
λ	Conductivité thermique du béton	W.m ⁻¹ .K ⁻¹
L	Chaleur latente d'évaporation de l'eau	J
W_0	Teneur en eau initiale du béton	%
Π_s	porosité	%

② Critère d'instabilité thermique :



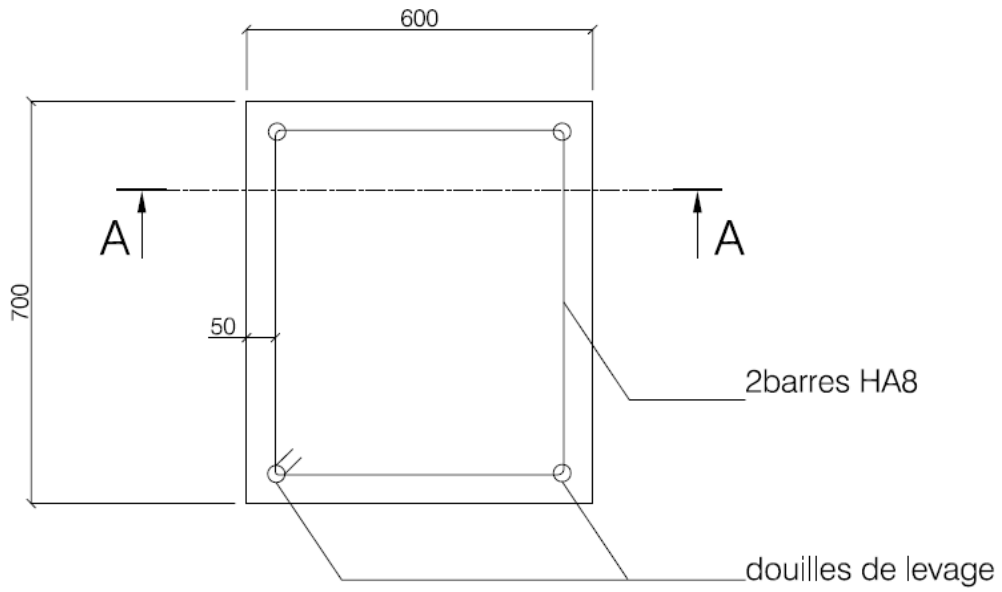
$$\sigma_r^2 \left[1 + \frac{\mu}{\sigma_r} (\sigma_c^c + \sigma_c^n) \right] \geq R_r^2$$

σ_r	Contrainte de traction (générée par pression de vapeur d'eau)	Pa
σ_c^c	Contraintes thermo-mécaniques de compression	Pa
σ_c^n	Contraintes extérieures de compression (effort appliqué, précontrainte)	Pa
μ	Coefficient de Poisson	-
R_r	Résistance à la traction du béton	Pa

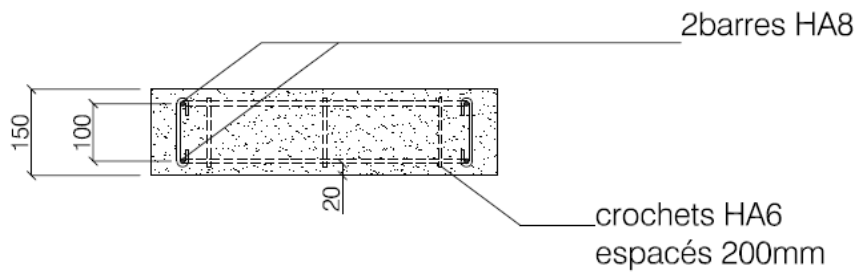
ANNEXE 3 : DOSAGE CORRIGE DES FORMULES DE BETON DE L'ETUDE

Dosage (kg.m ⁻³)	B40	B40F2	B40SC	B40SC_F2	B55	B60	B60F1	B60F2
Ciment CEM II/A-LL 42.5 R PM-CP2	347	347	347	347	416	508	516	507
Gravillon 8/12.5 calcaire	327	327			305	305	309	304
Gravillon 12.5/20 calcaire	714	714			665	665	675	664
Gravillon 4/20 silico-calcaire			1041	1041				
Sable 0/2	838	838	838	838	780	780	792	779
Eau	186	186	186	186	157	152	155	152
Adjuvant (% par masse de ciment)	1	1.37	1.5	2	1.79	3	2	2
Fibres de polypropylène monofilament		1.98		1.98			0.94	1.84
Rapport E/C	0.54	0.54	0.54	0.54	0.38	0.30	0.30	0.30

ANNEXE 4 : FERRAILLAGE DES DALLETTES

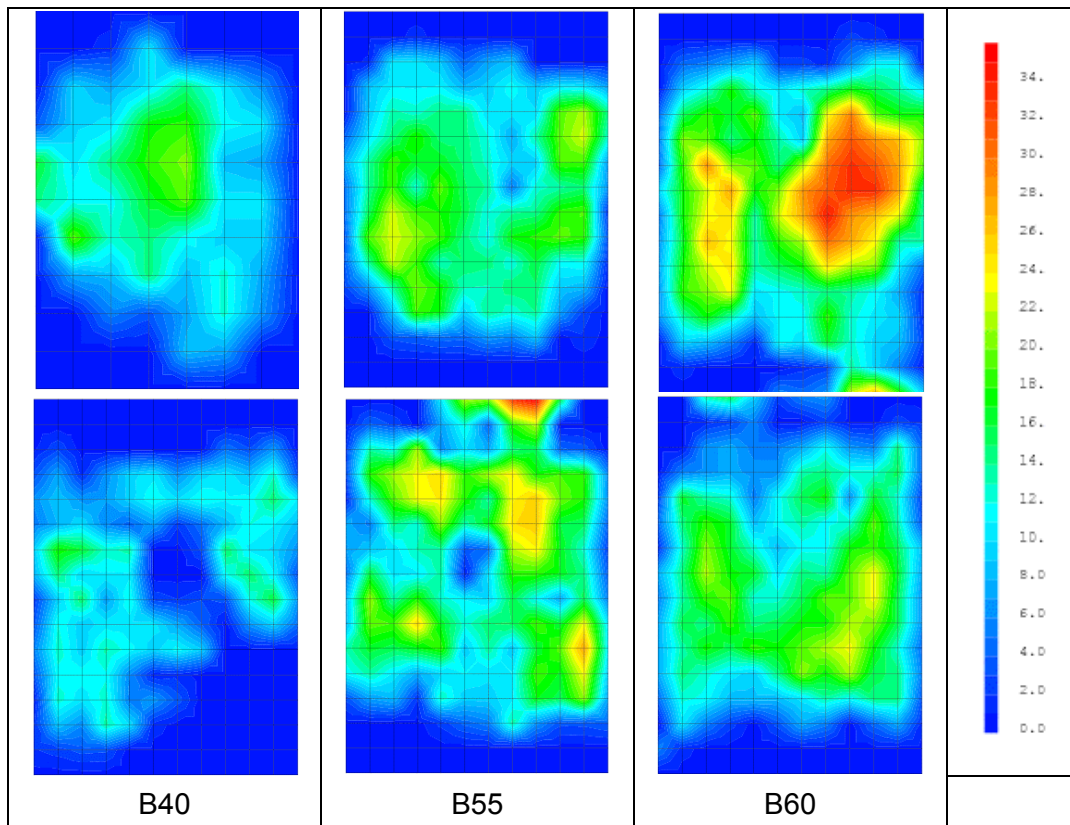
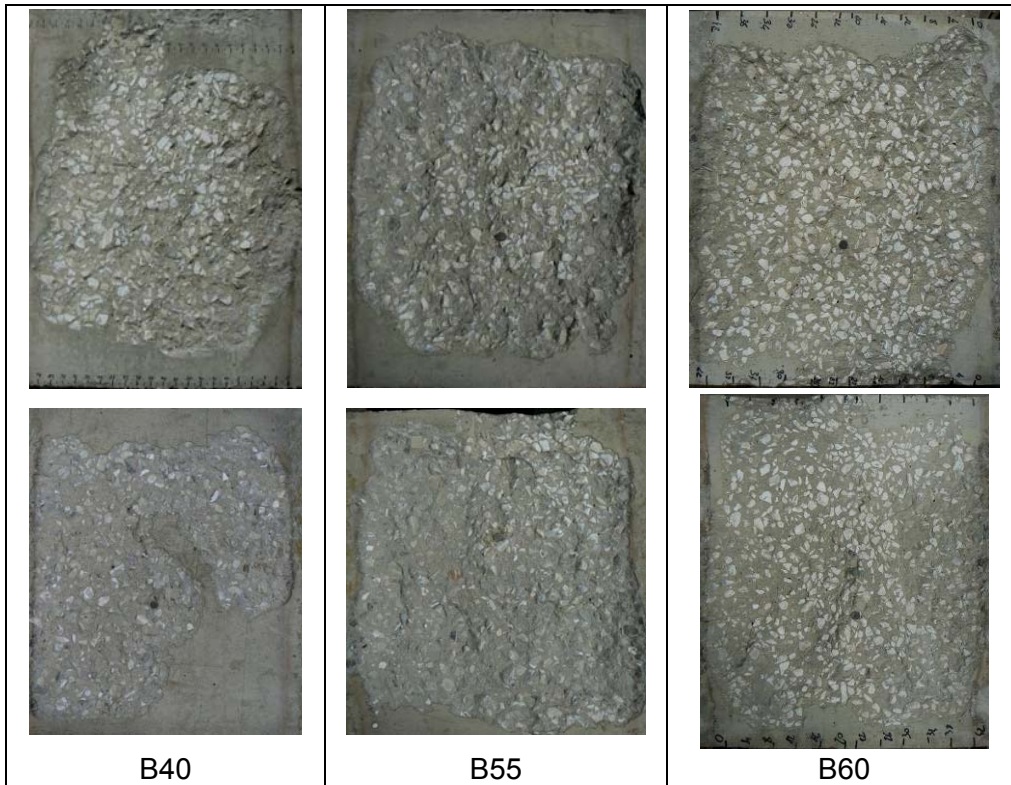


Coupe A-A

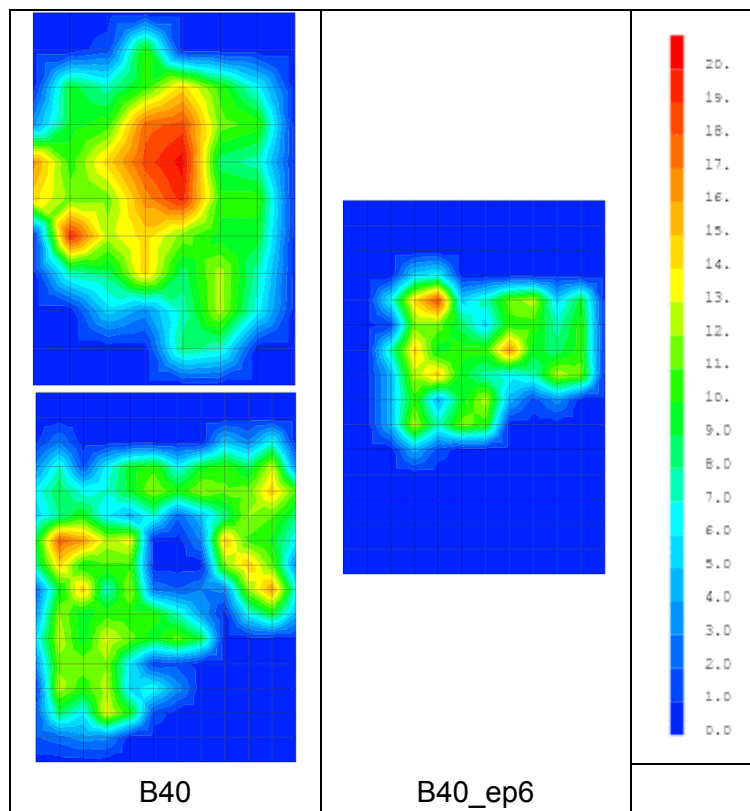
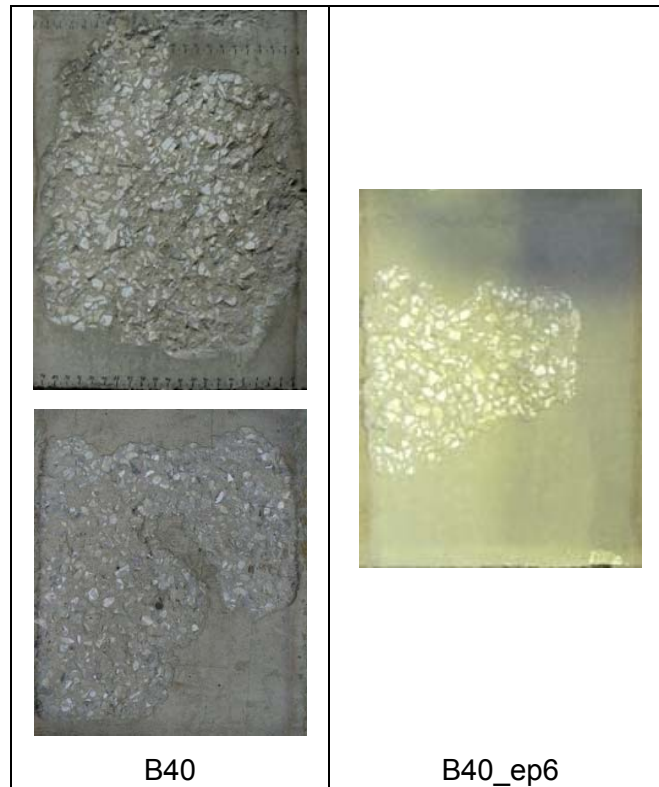


ANNEXE 5 : RELEVÉ DES CARTOGRAPHIES DE BETON EJECTE LORS DES ESSAIS AU FEU ISO SUR DALLETES – CLICHES DES FACES EXPOSEES AU FEU

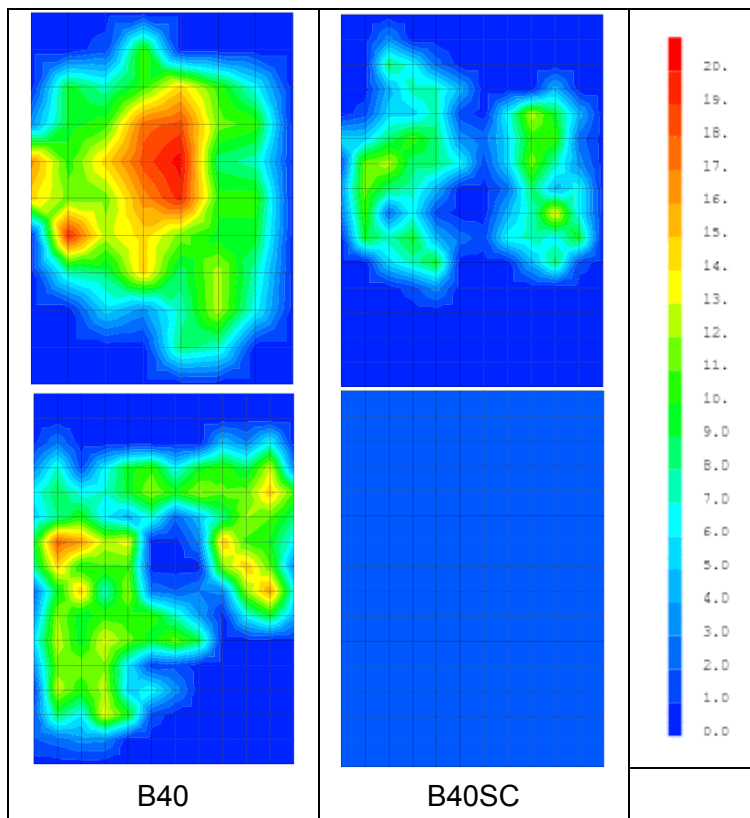
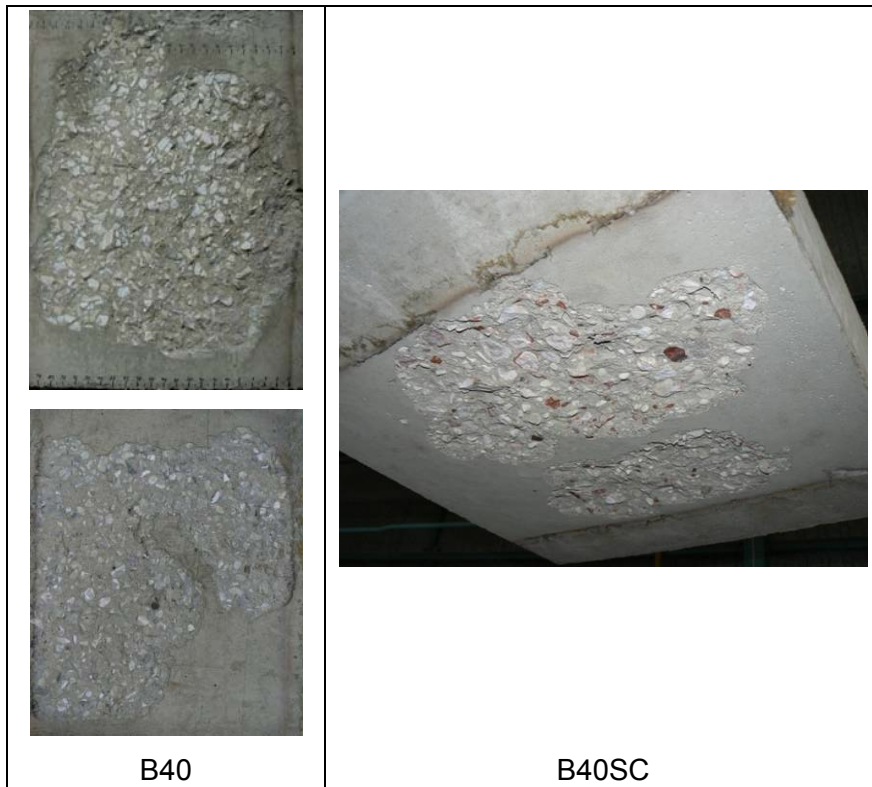
➤ Influence de la compacité



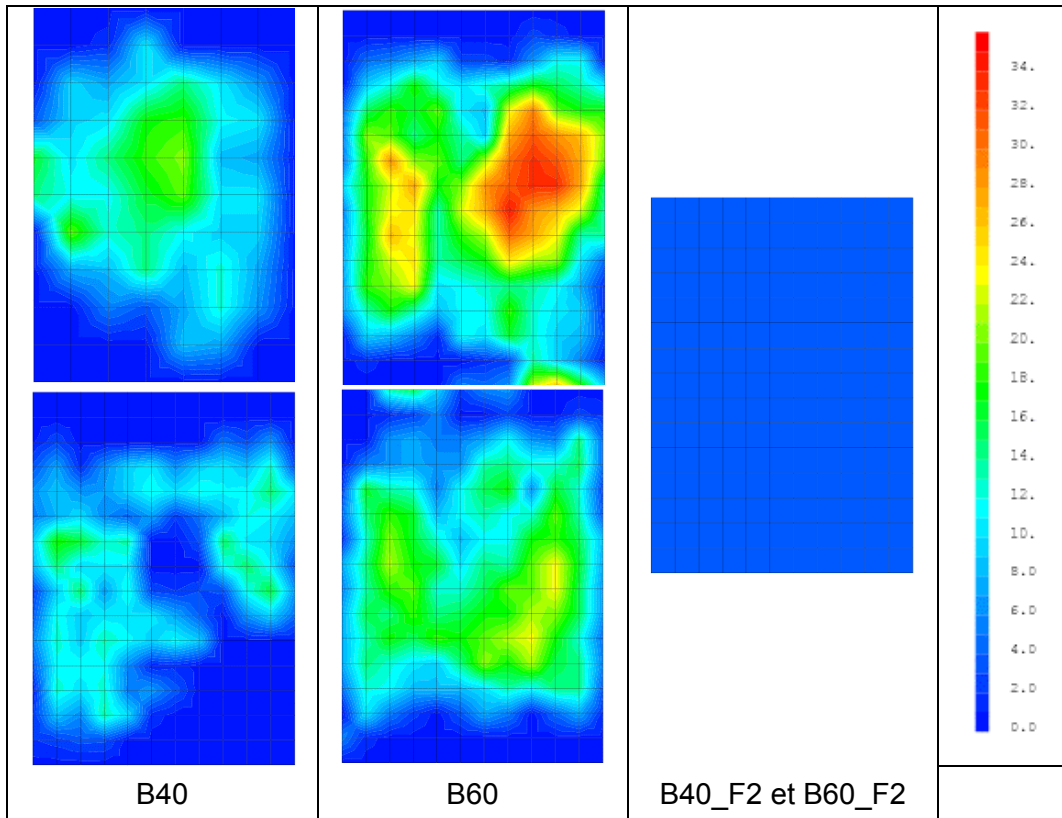
➤ Influence de l'épaisseur de la dalle



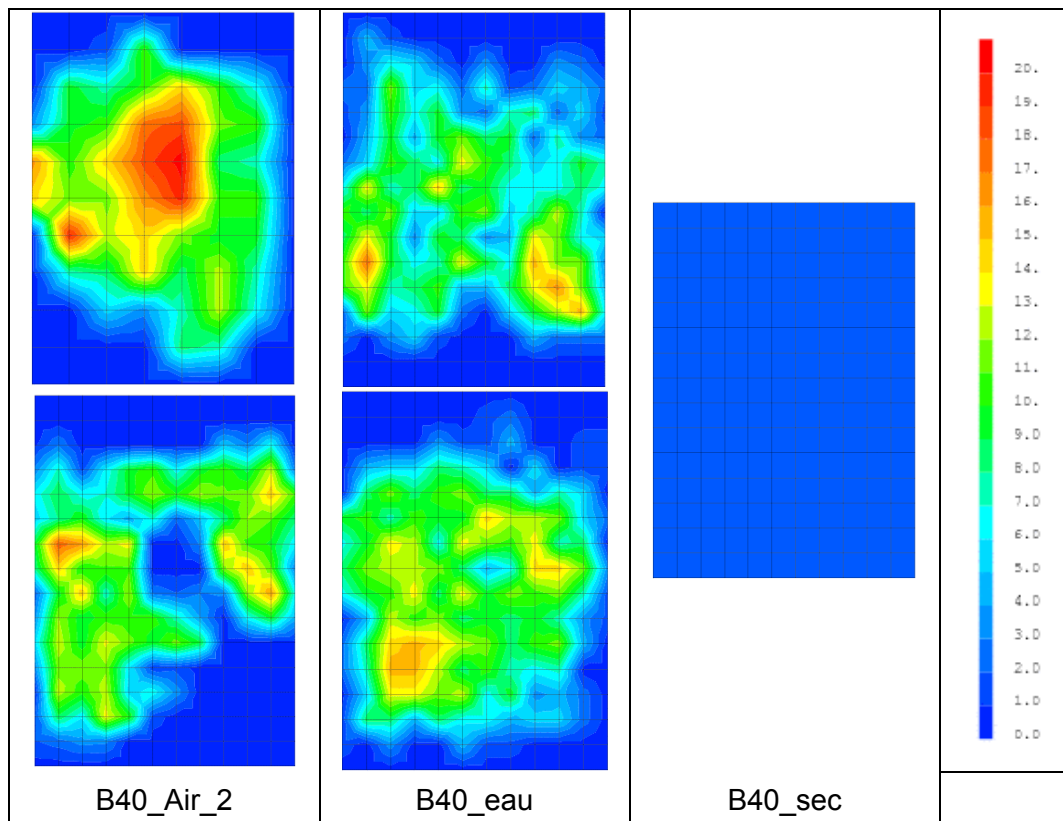
➤ Influence de la nature des granulats

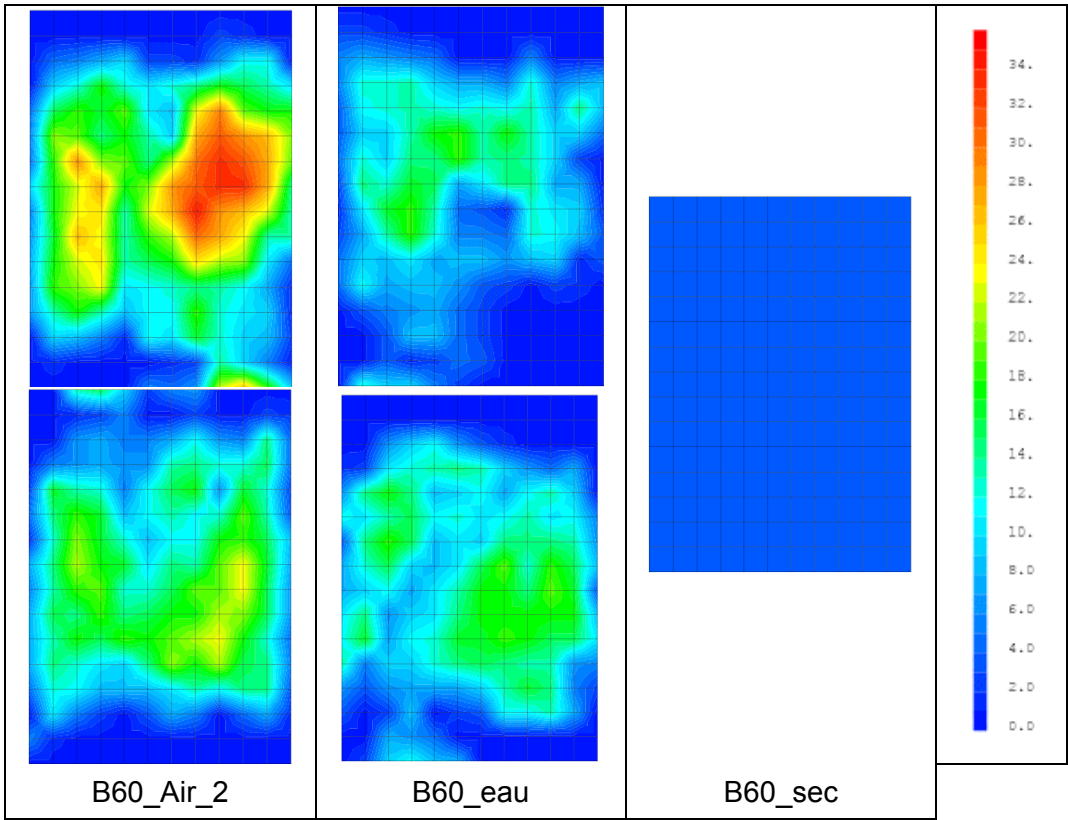
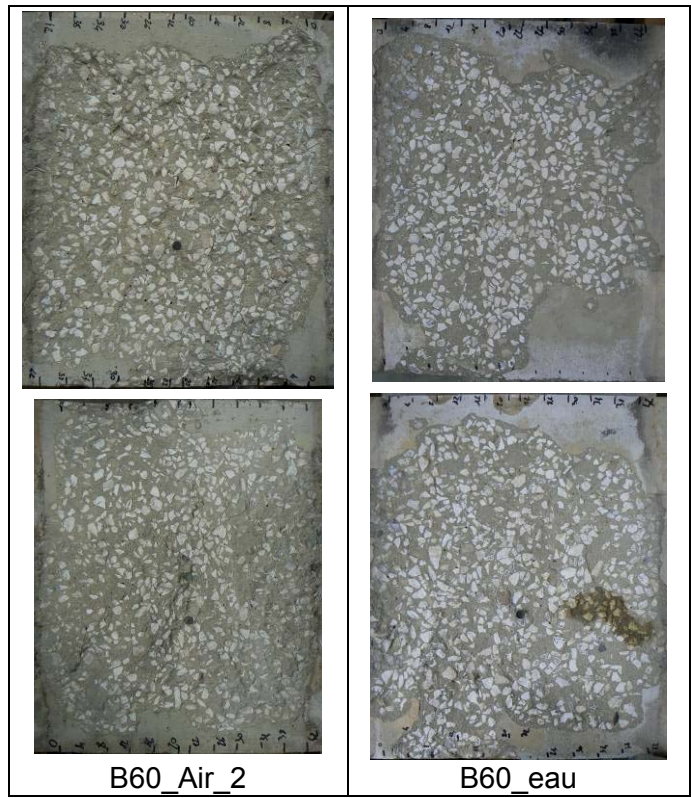


➤ Influence des fibres de polypropylène

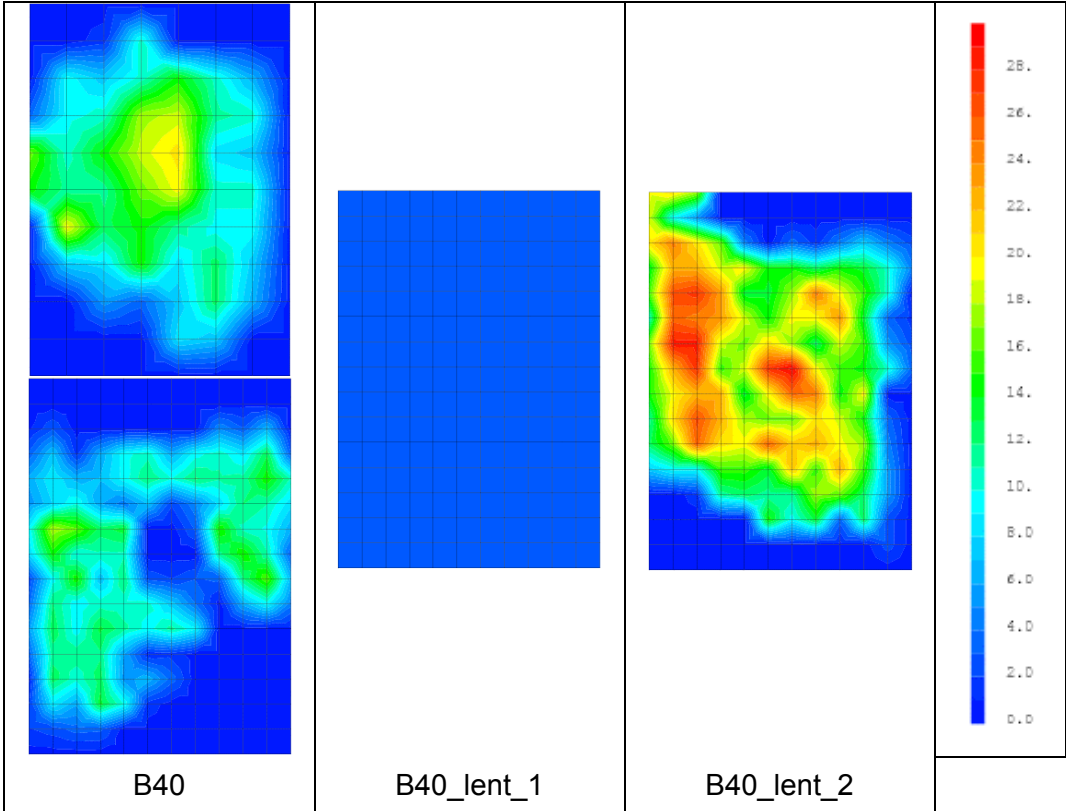
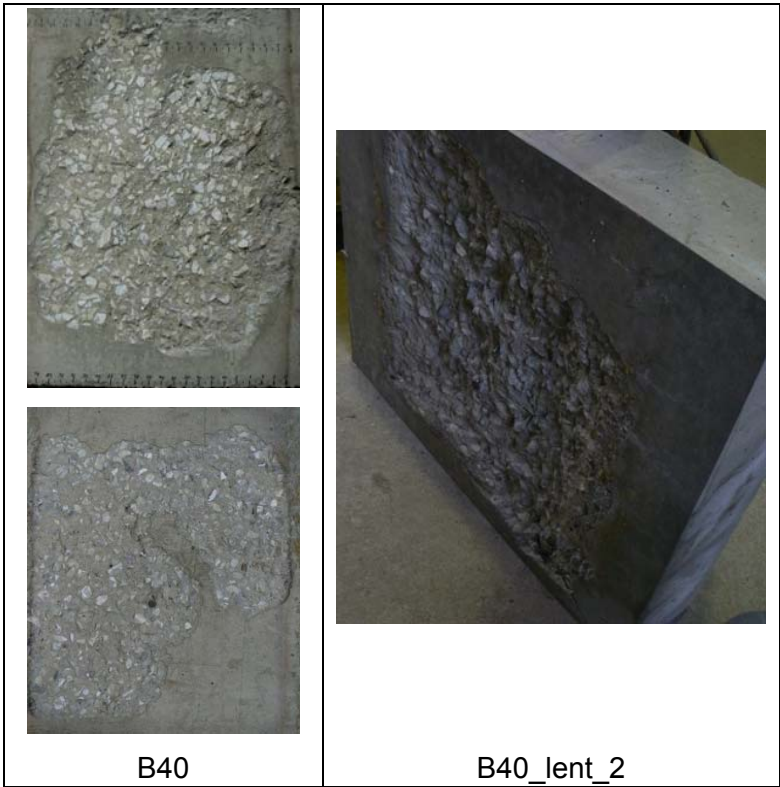


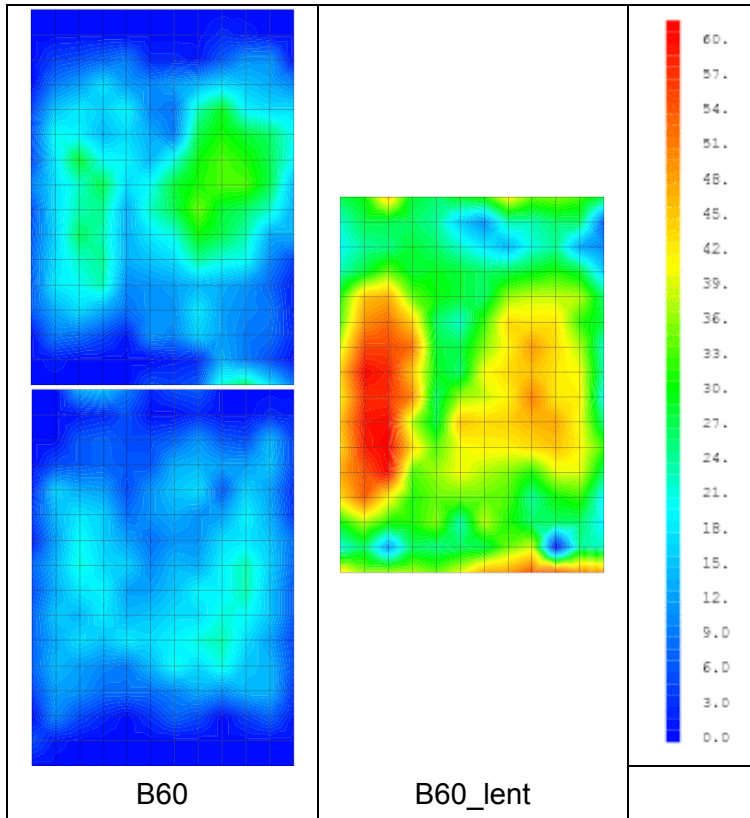
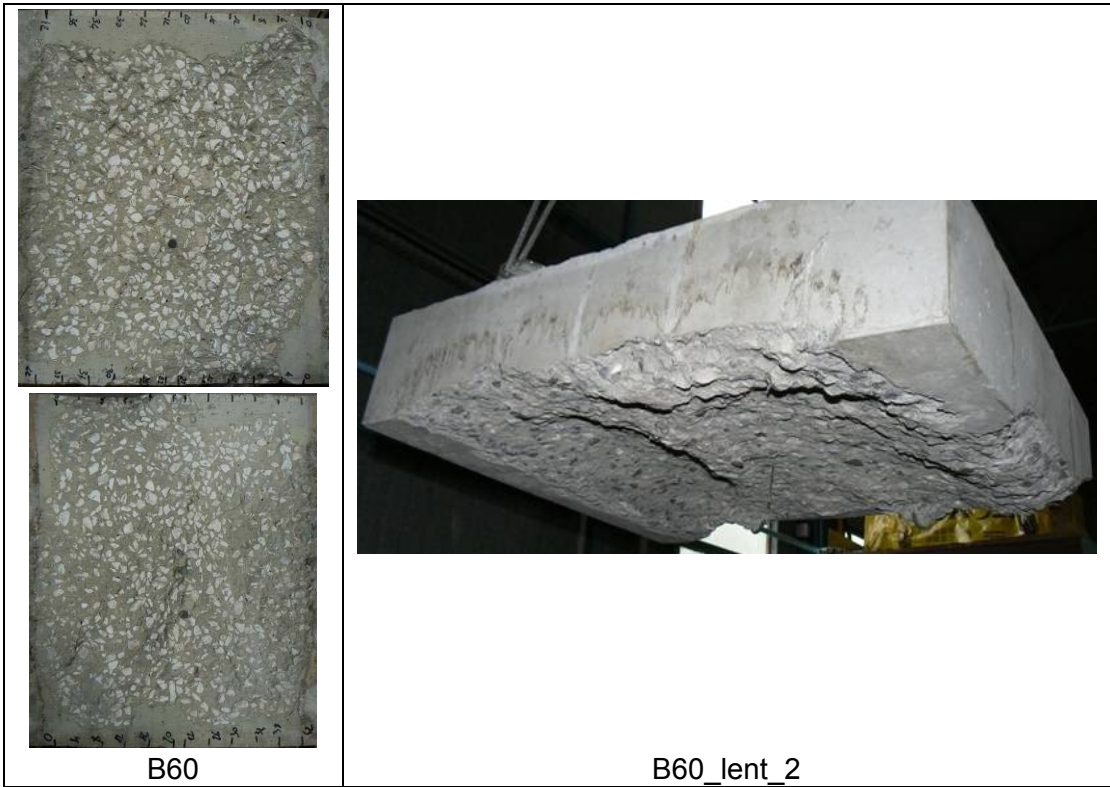
➤ Influence de l'état hydrique





➤ Influence de la sollicitation thermique





REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- Acker, P. et F.-J. Ulm (2001). "Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements." *Nuclear Engineering and Design* 203(2-3): 143-158.
- AFNOR (1993). *NF P 92-701 Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu de structures en béton.*
- AFREM (1997). *Compte rendu des journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons. Laboratoire Matériaux de Durabilité des Constructions, Institut national des sciences appliquées, Université Paul Sabatier, Toulouse, Décembre 1997.*
- Ahmed, G. N. et J. P. Hurst (1997). *An analytical approach for investigating the causes of spalling of high-strength concrete at elevated temperatures. International workshop on fire performance of high-strength concrete. Gaithersburg, USA.*
- Aitcin, P.-C. (2000). "Cements of yesterday and today: Concrete of tomorrow." *Cement and Concrete Research* 30(9): 1349-1359.
- Al Najim, A. (2004). *Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche thermo-hygro-mécanique couplée. Application à des situations accidentelles, Thèse de Doctorat de l'Université de Marne La Vallée.*
- Aldea, C. M., Franssen J.M., et Dotreppe J.C. (1997). *Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns. International workshop on fire performance of high-strength concrete. Gaithersburg, USA.*
- Ali, F. A., D. O'Connor, et Abu-Tair A. (2001). "Explosive spalling of high-strength concrete columns in fire." *Magazine of Concrete Research* 53(3): 197-204.
- Alonso, C., C. Andrade, et Khoury G.A. (2003). *Porosity & Microcracking. Course on effect of heat on concrete. Udine, Italy.*
- Anderberg, Y. (1997). *Spalling phenomena of HPC and OC. International workshop on fire performance of high-strength concrete. Gaithersburg, USA.*
- Anderberg, Y. et S. Thelandersson (1976). *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperature, Lund Institute of technology, Sweden.*
- Arita, F., K. Harada, et Miyamoto K. (2002). *Thermal spalling of high-performance concrete during fire. Second International Workshop "Structures in Fire". Christchurch.*
- Baroghel-Bouny, V. (1994). *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, analyse, interprétations., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.*
- Barrett (1854). "On the French and other method of constructing iron floors." *Civil Engineer and Architect's Journal* 17.
- Bazant, Z. P. (1997). *Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete. International workshop on fire performance of high-strength concrete. Gaithersburg, USA.*
- Bazant, Z. P., G. Cusatis, et Cedolin L. (2004). "Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory." *Journal of Engineering Mechanics* 130(6): 691-699.

Bazant, Z. P. et M. F. Kaplan (1996). *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*, Pearson Education.

Bazant, Z. P. et G. Zi (2003). "Decontamination of Radionuclides from Concrete by Microwave Heating. I: Theory." *Journal of Engineering Mechanics* 129(7): 777-784.

Benboudjema F. (2002), *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*, Thèse de doctorat de l'Université de Marne la Vallée.

Benboudjema F., Meftah F. et Torrenti J.M. (2007), "A viscoelastic approach for the assessment of the drying shrinkage behaviour of cementitious materials." *Materials and Structures*, 40(2): 163-174.

Bennet, J., J. Claesson, et Thelandersson S. (1976). *Calculation of temperature, moisture, and pressure distributions in concrete exposed to fire*. Lund, Sweden, Department of mathematical physics, Division of structural mechanics.

Bentz, D. P. (2000). "Fibers, Percolation, and Spalling of High-Performance Concrete." *ACI Materials Journal* 97(3): 351-359.

Bernard, M. Lévy, et Veyron P.L. (2007). "Comportement du béton dans les incendies de tunnels." *Tunnels et Ouvrages Souterrains* 203: p. 301-308

Bettelini M., Neuenschwander H., Henke A., Gagliardi M. et Steiner W. (2003). *The fire in the St Gotthard Tunnel of October 24, 2001. International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF)*. Boras, Sweden, Haukur Ingason.

Bianco, M., G. Bilardi, Pesavento F., Pucci G. et Schrefler B. (2002). *An Accurate and Efficient Frontal Solver for Fully-Coupled Hygro-Thermo-Mechanical Problems*. *Computational Science — ICCS 2002*: 733-742.

Billard, Y., M. Shekarchi, Debicki G., Granger L. et Chauvel D. (2004). "Heat and mass transfers in a concrete wall with composite liner under accidental conditions." *Nuclear Engineering and Design* 228(1-3): 261-272.

Bilodeau, A., V. K. R. Kodur, et Hoff G.C. (2004). "Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire." *Cement and Concrete Composites* 26(2): 163-174.

Bohn M., Gianaria A., Pinchard J., Richard H. et Simon C. (2008). *Rapport pratique chimie minérale. Semaine n°2*, Ecole Nationale Supérieure de Chimie de Lille.

Borot, Larive, et Féron C. (2006). "Apports des essais incendie pour la détermination de la tenue au feu des structures." *Tunnels et ouvrages souterrains* no198: pp. 365-366

Bostrom et Lindqvist (2006). "Investigation of damage to a bridge caused by a road tanker fire." *Brand Posten* 34: 28-29.

Castellote, M., C. Alonso, Andrade C., Turillas X. et Campo J. (2004). "Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction." *Cement and Concrete Research* 34(9): 1633-1644.

Castillo C. et Durani A.J., (1990). "Effect of transient high temperature on high-strength concrete" *ACI Materials Journal*, Jan-Feb, pp 47-53.

CEN (2004). Eurocode 2: calcul des structures en béton - Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu. C. E. d. Normalisation.

CETU (2005). Comportement au feu des tunnels routiers - Guide méthodologique, Centre d'étude des tunnels.

Chan, S. Y. N., G. F. Peng, et Anson M. (1999). "Fire behaviour of high-performance concrete made with silica fume at various moisture contents." *ACI Materials Journal* 96(3): 405-411.

Chéné, Kalifa, Menneteau F.D. et Pimienta P.. (2000). Comportement au feu de BHP additionnés de fibres organiques. Tâche 2 - Mise au point et sélection des formulations fibrées (1ère partie), Projet national BHP2000.

Choinska, M., A. Khelidj, Chatzigeorgiou G. et Pijaudier-Cabot G. (2007). "Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete." *Cement and Concrete Research* 37(1): 79-88.

CimBéton (1999). Sécurité Incendie. Les dossiers CimBéton.

Circulaire (2000). Circulaire interministérielle n°2000-63 du 25 Août 2000 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national, Ministère de l'intérieur, Ministère de l'équipement, des transports et du logement.

Connolly, R. J. (1995). *The spalling of concrete in fires*, PhD thesis of Aston University.

Consolazio, McVay, et Rish (1998). "Measurement and prediction of pore pressures in saturated cement mortar subjected to radiant heating." *ACI Materials Journal* 95(5): 525-536.

Copier, W. J. (1979). *Spalling of normalweight and lightweight concrete on exposure to fire*, Report 24, Heron, Holland.

Dal Pont, S. (2004). *Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température*, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Dal Pont, S., H. Colina, Dupas A. et Ehrlacher A.. (2005). "An experimental relationship between complete liquide saturation and violent damage in concrete submitted to high temperature." *Magazine of Concrete Research* 57(8): 455-461.

Dal Pont, S. et A. Ehrlacher (2004). "Numerical and experimental analysis of chemical dehydration, heat and mass transfers in a concrete hollow cylinder submitted to high temperatures." *International Journal of Heat and Mass Transfer* 47(1): 135-147.

Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon : exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau*. Paris, France, V. Dalmont.

Davey et Ashton (1953). *Investigations on building fires. Part V. Fire tests on structural elements*. Research paper n° 12, National Building Studies.

De Sa, C. (2007). *Etude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton. Influence des gradients et des incompatibilités de déformation*. Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure. Cachan, France.

DeJong, M. J. et F.-J. Ulm (2007). "The nanogranular behavior of C-S-H at elevated temperatures (up to 700 °C)." *Cement and Concrete Research* 37(1): 1-12.

Dias, W. P. S., G. A. Khoury, et Sullivan P.J.E (1987). "Basic creep of unsealed hardened cement paste at temperatures between 20°C and 725°C." *Magazine of Concrete Research* 39(139): 93-101.

Diederichs, U., U. M. Jumppanen, et Pentalla V.. (1992). *Behaviour of high strength concrete at high temperature*, Helsinki University of Technology, Department of Structural Engineering, Report 92.

Diederichs U., Jumppanen U.-M., et Schneider U. (1995). *High Temperature Properties and Spalling Behaviour of High Strength Concrete*. *High Performance Concrete: Materials and Properties*. Aedification-Verlag, Freiburg.

Divet, L., A. Sylvie, et Dérobert X. (2005). *Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie*. *Techniques et méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées*.

Fahmi, H. M., M. Polivka, et Bresler B. (1972). "Effects of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete." *Cement and Concrete Research* 2(5): 591-606.

Faure, R.-M. et J.-F. Thimus (2004). *Contribution of On-Line Tools on Internet for the Teaching of Slopes and Tunnels Stability*. *Engineering Geology for Infrastructure Planning in Europe*: 59-68.

Felicetti, R. (2007). *Assessment of the equivalent thermal diffusivity for fire analysis of concrete structures*. *fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance"*. Coimbra, Portugal.

Féron, C., P. Autuori, et Joyeux D. (2006). "Vers des moyens de prévenir l'écaillage du béton en tunnel" *Tunnels et ouvrages souterrains* no196: pp. 228-235

Féron, C., J. C. Mindeguia, Pimienta P. et Charpentier J.M. (2006). *Ecaillage et éclatement des bétons*. *Colloque national CSTB - CETU Comportement au feu des tunnels routiers*. Paris, France.

fib (2007). *Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling*, International federation for structural concrete.

Fick, A. E. (1855). "On liquid diffusion." *Philosophical Magazine* 10(4): 30-39.

Flynn, D. R. (1999). *Response of high performance concrete to fire conditions: review of thermal properties and measurement techniques*, NIST.

Fourier, J. (1822). *Théorie analytique de la chaleur*. Paris, France, Firmin Didot, père et fils.

Franssen J.M., Hanus F., et Dotreppe J.C. (2007). *Numerical evaluation of the fire behaviour of a concrete tunnel integrating the effects of spalling*. *fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance"*. Coimbra, Portugal.

Gambarova, P. G. (2003). *Special issues in materials testing*. *Course on effect of heat on concrete*. Udine, Italy.

Gawin, D., F. Pesavento, et Schrefler B.A. (2003). "Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 192(13-14): 1731-1771.

Gawin, D., F. Pesavento, et Schrefler B.A. (2006). "Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 195(41-43): 5707-5729.

Gillen, M. (1981). "Short-term creep of concrete at elevated temperatures." *Fire and Materials* 5(4): 142-148.

Gong, Z.-X. et A. S. Mujumdar (1995). "The influence of an impermeable surface on pore steam pressure during drying of refractory concrete slabs." *International Journal of Heat and Mass Transfer* 38(7): 1297-1303.

Gross, H. (1975). "High-temperature creep of concrete." *Nuclear Engineering and Design* 32(1): 129-147.

Gustafsson, S.E. et Long, T. (1995). "Transient Plane Source (TPS) for Measuring Thermal Properties of Building Materials." *Fire and Material* 19: 43-49.

Haack, A. (2003). *Catastrophic Tunnel Fires - What have we learnt? International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF)*. Boras, Sweden, Haukur Ingason.

Hager, I. (2004). *Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.

Hager, I. et Pimienta P. (2004). *Mechanical properties of HPC at high temperature. Fib task group 4.3 "Fire design of concrete structures"*. Milan, Italy, 2 - 4 December.

Hager, I. et P. Pimienta (2005). *Transient thermal strain of high performance concretes. Concreep 7*. Nantes, France.

Handoo, S. K., S. Agarwal, et S.K. Agarwal (2002). "Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures." *Cement and Concrete Research* 32(7): 1009-1018.

Harada, K. et T. Terai (1997). "Heat and Mass Transfer in the Walls Subjected to Fire." *Fire Research and Safety* 1: 423-435

Harmathy, T. Z. (1965). *Effect of moisture on the fire endurance of building elements. Research paper 270*. Ottawa, Division of Building Research.

Harmathy, T. Z. (1970). "Thermal properties of concrete at elevated temperatures." *Journal of Materials* 5: 47-74.

Hertz (1983). *Microwave heating for fire material testing of concrete - an experimental study*. R. 164, Institute of building design, Technical University of Denmark.

Hettema M. H. H., Wolf K. H. A. A., et De Pater C.J. (1998). "The influence of steam pressure on thermal spalling of sedimentary rock: Theory and experiments." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 35(1): 3-15.

Ingason, H. (2003). *Fire Development in Catastrophic Tunnel Fires (CTF)*. International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF). Boras, Sweden, Haukur Ingason.

Irex (2005). *Synthèse des travaux du projet national BHP2000 sur les bétons à hautes performances*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Jansson, R. (2004). *Measurement of concrete thermal properties at high temperatures*. fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures: What now? What next?" Milan, Italy.

Jansson, R. (2006). *Liquid/steam pressure measurement inside concrete exposed to fire*. 4th International workshop Structures in Fire (SIF'06). Aveiro, Portugal.

Jansson, R. (2008). *Material properties related to fire spalling of concrete*, Licentiate thesis of Lund University of Technology.

Jansson R. (2004). "Guidelines for the fire response of concrete." *Brand Posten* 30: 28.

Jansson R. (2006). *Liquid/steam pressure measurement inside concrete exposed to fire*. 4th International workshop Structures in Fire (SIF'06). Aveiro, Portugal.

Jansson R. et Bostrom L. (2007). *Experimental study on the influence of polypropylene fibres on material properties and fire spalling of concrete*. fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal.

Jansson R. et Bostrom L. (2007). *Fire spalling: theories and experiments*. 5th International RILEM symposium on Self-Compacting Concrete. Ghent, Belgium.

Jansson R. et Bostrom L. (2008). *The influence of pressure in the pore system on fire spalling of concrete*. 5th International conference on Structures in Fire (SIF'08). Singapore.

Jensen, J. J., E. A. Hansen, Danielsen U. et Seglem S. (1987). *Offshore concrete structures exposed to hydrocarbon fire*. First International Conference on Concrete for Hazard Protection. Edinburg, UK.

K.D. Hertz (1992). "Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures." *ACI Materials Journal* 89(4): 345-347.

Kalifa, P., G. Chéné, et Gallé C. (2001). "High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure." *Cement and Concrete Research* 31(10): 1487-1499.

Kalifa, P., F. D. Menneteau, Sallée H. et Quenard D. (1998). *The use of gamma-ray spectrometry for dynamic determination of moisture fields in high performance concrete subjected to elevated temperatures*, CSTB.

Kanema, M., M. V. G. de Moraes, Noumowé A., Gallias J.L. et Cabrillac R. (2007). "Experimental and numerical studies of thermo-hydrous transfers in concrete exposed to high temperature " *Heat and Mass Transfer* 44(2): 149-164.

Kanema, T. M. (2007). *Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons*, Thèse de l'Université de Cergy-Pontoise.

Khoury et Anderberg (2000). *Concrete spalling - Review*, Fire Safety Design.

Khoury, G. A. (1992). "Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment." *Magazine of Concrete Research* 44(161): 291-309.

Khoury, G. A. (2005). *Spalling review: Types, Assessment and Prevention, UPTUN UPgrading of existing TUNNELS*.

Khoury, G. A. (2006). "Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature." *Magazine of Concrete Research* 58(6): 367-385.

Khoury, G. A. (2008). "Polypropylene fibres in heated concrete. Part 2: pressure relief mechanisms and modelling criteria." *Magazine of Concrete Research* 60(3): 189-204.

Khoury, G. A., B. N. Grainger, et Sullivan G.P.E. (1985). "Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents." *Magazine of Concrete Research* 37(132): 131-144.

Khoury, G. A. et B. Willoughby (2008). "Polypropylene fibres in heated concrete. Part 1: molecular structure and materials behaviour." *Magazine of Concrete Research* 60(2): 125-136.

Khoylou, N. et G. L. England (1996). *The effect of moisture on spalling of normal and high strength concretes. Worldwide advances in structural concrete and masonry*. Chicago, Illinois.

Klinkenberg, L.J. (1941). "The permeability of porous media to liquid and gases." *Drilling and Production Practice*, 200-231.

Kodres C. A. (1996). "Moisture-induced pressures in concrete airfield pavements." *Journal of materials in civil engineering* 8(1): 41-50.

Kodur, V. K. R., T. C. Wang, et Cheng F.P. (2004). "Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns." *Cement and Concrete Composites* 26(2): 141-153.

Kontani, O. et S. P. Shah (1995). *Pore pressure in sealed concrete at sustained high temperatures. Concrete Under Severe Conditions: Environment and Loading*. Tokyo, Japan.

La Borderie, C. (1991). *Phénomènes Unilatéraux dans un Matériau Endommageable : Modélisation et Application à l'Analyse de Structures en Béton*, Thèse de l'Université Paris 6, Ecole Nationale Supérieure de Cachan.

La Borderie, C., C. Lawrence, et Menou A. (2007). "Approche mesoscopique du comportement du béton." *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 11(4): 407-421.

Lamont S., Lane B., Yin R., Heise A. et Lim L. (2007). *A new risk-based approach to predict spalling of ordinary strength concrete walls subjected to fire. fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance"*. Coimbra, Portugal.

Lankard, D. R., D. L. Birkimer, Fondriest F.F. et Snyder M.J. (1971). *Effects of moisture content on the structural properties of Portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F*. 21st ACI Fall Meeting. Memphis, Tennessee.

Laroze, S. (2005). *Thermique des poutres. Mécanique des structures tome 3. Thermique des structures - Dynamique des structures. Cépaduès.*

Lion, M., F. Skoczylas, Lafhaj Z. et Sersar M. (2005). "Experimental study on a mortar. Temperature effects on porosity and permeability. Residual properties or direct measurements under temperature." *Cement and Concrete Research* 35(10): 1937-1942.

Liu, X., G. Ye, De Schutter G., Yuan Y. et Taerwe L. (2008). "On the mechanism of polypropylene fibres in preventing fire spalling in self-compacting and high-performance cement paste." *Cement and Concrete Research* 38(4): 487-499.

Lottman, B. B. G. (2007). *Fire in bored tunnels. Structural behaviour, during fire conditions, of bored tunnels made with a concrete segmental lining, Master Thesis of Delft University of Technology.*

Lottman, B. B. G., E. Koenders, Blom C.B.M et Bouwman V. (2007). *A model for the structural behaviour of bored tunnels during fire. fib task group 4.3 workshop "Fire design o concrete structures - from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal.*

Mailvaganam, Pye, et Arnott (1998). "Surface preparation of the concrete substrate." *Construction Technology Update* 24.

Malhotra (1984). *Spalling of concrete in fires. T. n. 118, Construction industry research and information association.*

Malier, Y. (1992). *Les Bétons à hautes performances: caractérisation, durabilité, applications : compte-rendu des travaux scientifiques du Projet national Voies nouvelles du matériau béton, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.*

Maréchal, J. C. (1970). "Contribution à l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température." *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics* 274: 122-147.

Menou, A. (2004). *Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique, Thèse de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour.*

Menou, A., F. Grondin, Boussa H. et Mounajed G. (2004). *Modélisation multi-échelles de l'endommagement des bétons à haute température : évaluation de la déformation thermique transitoire. 22èmes Rencontres Universitaires du Génie Civil. Marne la Vallée, France.*

Meunier P., Mindeguia J.C., et Pimienta P. (2008). *Mass, temperature and pressure measurements during the dry ot of refractory castables. International colloquium on refractories, Aachen, Germany.*

Meyer Ottens, C. (1972). *The question of spalling of concrete structural elements of standard concrete under fire loading, PhD thesis of Braunschweig Techical University.*

Mindeguia, J. C. (2005). *Etude de l'éclatement du béton soumis à de hautes températures, Mémoire de fin d'études de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.*

Mindeguia J.C., Pimienta P., Hager I., La Borderie C., et Carré H. (2006). *Experimental study of transient thermal strain and creep of an ordinary concrete at high temperatures. Fourth International Workshop on Structures in Fire SIF'06, Aveiro, Portugal, pp. 697 – 708, 10-12 May.*

Mindeguia, J. C., P. Pimienta, Beurotte A., La Borderie C. et Carré H. (2007). *Experimental study of mechanical behaviour of High Performance Concretes at High Temperature*. fib task group 4.3 workshop "Fire design o concrete structures - from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal.

Mounajed, G., H. Boussa, et Grondin F. (2005). *Transient thermal strain of concrete: intrinsic behaviour or structural effect?* Concreep 7. Nantes, France.

Msaad, Y. (2005). *Analyse des mécanismes d'écaillage du béton soumis à des températures élevées*, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Msaad, Y. (2007). "Comparison between Hydraulic and Thermal Spalling in Heated Concrete Based on Numerical Modeling." *Journal of Engineering Mechanics* 133(6): 608-615.

Msaad, Y. et G. Bonnet (2006). "Analyses of Heated Concrete Spalling due to Restrained Thermal Dilation: Application to the ``Chunnel'' Fire." *Journal of Engineering Mechanics* 132(10): 1124-1132.

Nasser, K. W. et A. M. Neville (1966). "Creep of concrete at temperatures above normal." *Nuclear Engineering and Design* 4(1): 90-96.

Nechnech, W. (2000). *Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable*, Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon.

Noumowe, A. (2005). "Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200 °C." *Cement and Concrete Research* 35(11): 2192-2198.

Noumowé, A. (1995). *Effet de hautes températures (20-600 °C) sur le béton. Cas partiulier du béton à hautes performances*, Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon.

Noumowe, A., H. Carre, Daoud A. et Toutanji H. (2006). "High-Strength Self-Compacting Concrete Exposed to Fire Test." *Journal of Materials in Civil Engineering* 18(6): 754-758.

Noumowe, A., P. Clastres, Debicki G. et Costaz J.L. (1996). *Thermal stresses and water vapour pressure of high performance concrete at high temperature*. 4th International symposium on utilization of high-strength/high-performance concrete. Paris, France.

Noumowe, A. N., P. Clastres, Debicki G. et Costaz J.L. (1996). "Transient heating effect on high strength concrete." *Nuclear Engineering and Design* 166(1): 99-108.

Persy et Deloye (1986). "Investigations sur un ouvrage en béton incendié." *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées* 145: 108-114.

Petkovski, M. and R. S. Crouch (2008). "Strains under transient hygro-thermal states in concrete loaded in multiaxial compression and heated to 250 °C." *Cement and Concrete Research* 38(4): 586-596.

Phan L.T. (2002). *High-Strength Concrete at High Temperature: An Overview*. Utilization of High Strength/High Performance Concrete, 6th International Symposium. Leipzig, Germany.

Picandet, V. (2001). *Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et la diffusivité hydrique des bétons*, Thèse de l'Université de Nantes.

Pimienta P. et Hager I. (2002). *Mechanical behaviour of HPC at high temperature. 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete, Leipzig, Germany.*

Qian, C., H. Wang, Sun W., Guo Z. et Stroeven P. (2005). "Numerical calculations of vapour pressure in concrete exposed to fire." *Magazine of Concrete Research* 57(3): 179-184.

Ranc, G., J. Sercombe, et Rodrigues S. (2003). "Comportement à haute température du béton de structure. Impact de la fissuration sur les transferts hydriques." *Revue Française de Génie Civil* 7(4): 397-424.

Richter, E. (1994). *Propagation and developments of temperatures from tests with railway and road vehicles. International conference on fire in tunnels. Boras, Sweden.*

Sabeur, H. (2006). *Etude du comportement du béton à hautes températures. Une nouvelle approche thermo-hygro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire, Thèse de Doctorat de l'Université de Marne La Vallée.*

Sabeur, H. et F. Meftah (2008). "Dehydration creep of concrete at high temperature." *Materials and Structures* 41: 17-30.

Sabeur, H., F. Meftah Colina H., et Platret G. (2007). "Correlation between transient creep of concrete and its dehydration." *Magazine of Concrete Research* 60(3): 157-163.

Salomao et Pandolfelli (2007). "Polypropylene fibers and their effects on processing refractories castables." *International Journal of Applied Ceramic Technology* 4(6): 496-502.

Sanjayan, G. et L. J. Stocks (1993). "Spalling of High-Strength Silica Fume Concrete in Fire." *ACI Materials Journal* 90(2): 170-173.

Sanjayan G. et Stocks L.J. (1993). "Spalling of high-strength silica fume concrete in fire." *ACI Materials Journal* 90(2): 170-173.

Schneider, U. (1988). "Concrete at high temperatures -- A general review." *Fire Safety Journal* 13(1): 55-68.

Schneider, U. et U. Diederichs (1981). "Physical properties of concrete from 20 °C up to melting." *Braunschweig Betonwerk + Fertigteile-Technik* 3: 141-149.

Schneider, U. et H. J. Herbst (1989). *Pressure Development in Heated Concrete Members. 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology Anaheim, USA.*

Schrefler, B. A., G. A. Houry, Gawin D. et Majorana C.E. (2002). "Thermo-hydro-mechanical modelling of high performance concrete at high temperatures." *Engineering Computations* 19(7-8): 787-819.

Schwesinger, P., G. Ehlert, et Wolfel R. (1987). "Creep of concrete at elevated temperatures and boundary conditions of moisture." *Cement and Concrete Research* 17(2): 263-272.

Sercombe, J., C. Galle, Durand S.F., et Bouniol P. (2000). *On the importance of thermal gradients in the spalling of high-strength concrete 14th Engineering Mechanics Conference Austin, USA.*

Shuttleworth, P. (2001). "Fire protection of precast concrete tunnel linings on the Channel Tunnel Rail Link." *Concrete* vol. 35(no 4): pp. 12-22

Smith, A. G. et P. J. N. Pells (2008). "Impact of fire on tunnels in Hawkesbury sandstone." *Tunnelling and Underground Space Technology* 23(1): 65-74.

Sullivan, P. J. E. (2001). *Deterioration and spalling of high strength concrete under fire*, Sullivan & Associates. Materials & Structural investigators.

Tanchev, R. et B. H. Khalafallah (2000). *Numerical Analysis of Pore Pressure and Thermal Stresses in Intensely Heated Concrete Columns*. BCA Concrete Communication Conference. Birmingham, UK.

Tanchev, R. et P. Purnell (2005). "An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling." *International Journal of Solids and Structures* 42(26): 6550-6565.

Tanchev, R. T., J. A. Purkiss, et Li L.Y. (2001). *Numerical analysis of thermal spalling in a concrete column*. 9th National congress on theoretical and applied mechanics. Varna, Bulgaria.

Thelandersson, S. (1972). "Effect of high temperatures on tensile strength of concrete." *Bulletin of Lund Institute of Technology* 26.

Thelandersson, S. (1974). "Mechanical behaviour of concrete under torsional loading at transient, high-temperature conditions." *Bulletin of Lund Institute of Technology* 46.

Trouillet et Brunet-Buschiazzo (1997). "Incendies des ouvrages d'art. Manifestations, conséquences. Cas particulier des ouvrages à précontrainte extérieure." *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées* 209: 35-48.

Ulm, F.-J., P. Acker, et Levy M. (1999). "The ``Chunnel'' Fire. II: Analysis of Concrete Damage." *Journal of Engineering Mechanics* 125(3): 283-289.

Ulm, F.-J., O. Coussy, et Bazant Z.P. (1999). "The ``Chunnel'' Fire. I: Chemoplastic Softening in Rapidly Heated Concrete." *Journal of Engineering Mechanics* 125(3): 272-282.

Ulm, F. J. (1999). *Couplages thermo-chémomécaniques dans les bétons. Un premier bilan*. Paris, France, Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées.

Van Der Heijden, G. H. A., R. M. W. Van Bijnen, Pel L. et Huinink H.P. (2007). "Moisture transport in heated concrete, as studied by NMR, and its consequences for fire spalling." *Cement and Concrete Research* 37(6): 894-901.

Vosteen, H.-D. et R. Schellschmidt (2003). "Influence of temperature on thermal conductivity, thermal capacity and thermal diffusivity for different types of rock." *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C* 28(9-11): 499-509.

Watanabe, K. (1998). *An overview of principles and techniques of moisture properties measurement for building materials and components*. France-Japan workshop on Mass-Energy transfer and deterioration of building materials and components. Tsukuba, Japan.

Witek, A., D. Gawin, Pesavento F. et Schrefler B.A. (2006). "Finite element analysis of various methods for protection of concrete structures against spalling during fire." *Comput. Mech.* 39(3): 271-292.

Yanko, W. A. et G. R. Consolazio (2004). *Experimental and Numerical Evaluation of Concrete Spalling Due to Pore Pressure Development During Extreme Thermal Loading. Structures 2004 - Building On The Past: Securing The Future.* Nashville, Tennessee.

Yasuda K., Ono, et Otsuka T. (2004). "Fire protection for TBM shield tunnel lining." *Tunn. Undergr. Sp. Tech.* 19(4-5): 317.

Ye, G., G. De Schutter, et Taerwe L. (2007). *Spalling behaviour of small self-compacting concrete slabs under standard fire conditions. 5th International RILEM symposium on Self-Compacting Concrete.* Ghent, Belgium.

Ye, G., X. Liu, De Schutter G., Taerwe L. et Vandeveld P. (2007). "Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature." *Cement and Concrete Research* 37(6): 978-987.

Zeiml, M. (2008). *Concrete subjected to fire loading - from experimental investigation of spalling and mass-transport properties to structural safety assessment of tunnel linings under fire, PhD thesis of Vienna Technical University.*

Zeiml, M. et R. Lackner (2007). *Experimental Investigation on Spalling Mechanisms in Heated Concrete. 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FramCos-6).* Catania, Italy.

Zeiml, M., R. Lackner, Pesavento F., et Schrefler B.A. (2008). "Thermo-hydro-chemical couplings considered in safety assessment of shallow tunnels subjected to fire load." *Fire Safety Journal* 43(2): 83-95.

Zeiml, M., D. Leithner, Lackner R. et Mang H.A. (2006). "How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete?" *Cement and Concrete Research* 36(5): 929-942.

Zhukov, V. V. (1976). "Reasons of explosive spalling of concrete by fire." *Concrete and reinforcement concrete* 3.

Zi, G. et Z. P. Bazant (2003). "Decontamination of Radionuclides from Concrete by Microwave Heating. II: Computations." *Journal of Engineering Mechanics* 129(7): 785-792.

Zukov, V. V. (1975). *Explosive failure of concrete during a fire, Translation n°2124, Joint Fire Research Organisation.*