



HAL
open science

Étude expérimentale et numérique du comportement à haute température du béton de granulats de gneiss et de basalte

Japhet Tiegoum Wembe

► **To cite this version:**

Japhet Tiegoum Wembe. Étude expérimentale et numérique du comportement à haute température du béton de granulats de gneiss et de basalte. Génie civil. CY Cergy Paris Université; Université de Yaoundé I, 2023. Français. NNT : 2023CYUN1167 . tel-04314216

HAL Id: tel-04314216

<https://theses.hal.science/tel-04314216>

Submitted on 29 Nov 2023

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

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



THESE DE DOCTORAT EN COTUTELLE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR

de CY Cergy Paris Université, France

et

de l'Université de Yaoundé I, Cameroun

Spécialité : Génie Civil

Ecole doctorale Science et Ingénierie

Par

Japhet TIEGOUM WEMBE

Sujet de la thèse :

Étude expérimentale et numérique du comportement à haute température de bétons de granulats de gneiss et de basalte

Présentée et soutenue le 02 mars 2023

Devant le Jury composé de :

Siham KAMALI-BERNARD	Professeur, INSA-Rennes	Rapporteur
Ruben MOUANGUE	Professeur, Université de Douala	Rapporteur
Hélène CARRE	Professeur, Université de Pau et des Pays de l'ADOUR	Présidente
Luc Leroy MAMBOU NGUEYEP	Maître de Conférences, Université de Ngaoundéré	Co-encadrant
Prosper PLIYA	Maître de Conférences, CY Cergy Paris Université	Invité
Javad ESLAMI	Maître de Conférences -HDR, CY Cergy Paris Université	Invité
Jean-Marie NDJAKA	Professeur, Université Yaoundé I	Co-Directeur de thèse
Albert NOUMOWE	Professeur, CY Paris Cergy Université	Directeur de thèse

Table des matières

LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	XII
LISTE DES ABREVIATIONS	XIII
DEDICACES.....	XV
REMERCIEMENTS	XVI
RESUME.....	XVIII
ABSTRACT	XIX
INTRODUCTION GENERALE :.....	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
1.1 Introduction	3
1.2 Composition du béton	3
1.2.1 Généralités sur les granulats.....	4
1.2.1.1 Généralités sur les roches et origines	4
1.2.1.2 Texture des granulats.....	4
1.2.1.3 Composition chimique et minéralogique des granulats (Gneiss et Basalte).....	5
1.2.2 Ciment	7
1.2.3 Eau.....	8
1.3 Evolution des propriétés du béton avec la température.....	9
1.3.1 Instabilité thermique des bétons	10
1.3.1.1 Différentes formes d'instabilité thermique.....	10
1.3.1.2 Facteurs favorisant l'instabilité thermique	11
1.3.1.4 Mécanismes du phénomène d'écaillage et d'éclatement du béton.....	12
1.3.2 Comportement à haute température des granulats.....	13
1.3.3 Evolution de la matrice cimentaire.....	16
1.3.4 Dilatation thermique.....	17
1.3.5 Evolution de l'interface pâte-granulats	21
1.3.6 Evolution des propriétés physiques	22
1.3.6.1 Perte de masse	23
1.3.6.2 Porosité.....	24
1.3.6.3 Perméabilité.....	26
1.3.7 Evolution des propriétés mécaniques du béton	28
1.3.7.1 Résistance résiduelle à la compression.....	28
1.3.7.2 Résistance résiduelle à la traction.....	31
1.3.7.3 Module d'élasticité statique résiduel	34
1.3.8 Propriétés thermiques du béton en fonction de la température.....	36
1.3.8.1 Conductivité thermique	36

1.3.8.2 Chaleur massique et capacité thermique	38
1.3.8.3 Diffusivité thermique.....	41
1.3.9 Analyses thermiques.....	43
1.4 Modélisation du comportement à haute température des bétons.....	46
1.5 Conclusion.....	55
CHAPITRE 2 : METHODE EXPERIMENTALE ET MATERIEL	57
2.1 Introduction	57
2.2 Caractéristiques des matériaux et composition des bétons.....	57
2.2.1 Caractéristiques des matériaux	57
2.2.1.1 Granulats	57
2.2.1.2 Ciment	60
2.2.1.3 Eau.....	60
2.2.2 Compositions.....	60
2.2.2.1 Fabrication, confection et conditionnement des éprouvettes.....	61
2.2.2.2 Conservation et cure appliquée	63
2.2.2.3 Teneur en eau des bétons.....	63
2.2.3 Spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF)	63
2.3 Essais à chaud.....	64
2.3.1 Analyse thermo gravimétrique et thermo différentielle (ATG/ATD)	64
2.3.2 Mesure de la dilatation thermique linéaire	65
2.3.3 Mesure des propriétés thermiques	66
2.4 Essais résiduels.....	66
2.4.1 Cycles de chauffage - refroidissement	66
2.4.2 Mesure de la réponse thermique.....	68
2.4.3 Mesure des propriétés physiques résiduelles.....	68
2.4.3.1 Perte de masse	68
2.4.3.2 Porosité, masse volumique à l'éthanol et degré de saturation	68
2.4.3.3 Evolution de la perméabilité au gaz	70
2.4.4 Evolution des propriétés mécaniques résiduelles	71
2.4.4.1 Essai de compression uniaxiale	71
2.4.4.2 Module d'élasticité statique et coefficient de Poisson.....	72
2.4.4.3 Module d'élasticité dynamique	72
2.4.4.4 Essai de traction par fendage.....	74
2.4.4.5 Essai de traction par flexion	74
2.5 Analyses microscopiques	75
2.5.1 Observation au microscope et stéréo-microscope	75
2.5.2 Observation au microscope électronique à balayage.....	76

2.6 Conclusion.....	77
CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COMPORTEMENT DES BETONS	78
3.1 Introduction	78
3.2 Evolution des propriétés à haute température.....	78
3.2.1 Analyses thermo gravimétrique et thermo différentielle	78
3.2.2 Analyse de la déformation thermique.....	84
a) Déformation thermique des granulats de basalte.....	84
b) Déformation thermique des bétons	86
3.2.3 Propriétés de transfert thermique.....	90
3.2.3.1 Conductivité thermique	90
3.2.3.2 Evolution de la capacité thermique volumique	92
3.2.3.3 Diffusivité thermique.....	94
3.2.4 Réponse thermique	96
a) Essai de chauffage lent (1 °C/min).....	96
b) Essai de chauffage rapide (10 °C/min).....	101
3.2 Evolution des propriétés physiques résiduelles	107
3.2.1 Perte de masse	107
3.2.2 Porosité sous vide et masse volumique à l'éthanol	109
3.2.3 Perméabilité au gaz	112
3.2.4 Vitesse des ondes (P).....	114
3.3 Evolution des propriétés mécaniques résiduelles	116
3.3.1 Résistance à la compression	116
3.3.3 Module d'élasticité statique et dynamique	120
3.3.2 Résistance à la traction par fendage et traction par flexion	124
3.4 Relation entre propriétés mécaniques et propriétés physiques	129
3.4.1 Relation entre module d'Young statique et le module d'Young dynamique	129
3.4.2 Relation entre la résistance à la compression et la porosité en fonction de la température....	130
3.5 Analyses microscopiques et physico-chimiques	131
3.5.1 Spectrométrie à transformée de Fourier (IRTF) des granulats, des mortiers et des bétons	131
3.5.2 Microscopie électronique à balayage (MEB), cartographie et Spectre de dispersion d'énergie des granulats de basalte et des bétons.....	134
3.5.3 Observation des fissures au stéréo microscope et au MEB des bétons et des granulats.....	137
3.5.4 Observation de la dégradation des granulats et des bétons	138
3.6 Conclusion et discussion	145
CHAPITRE 4 : MODELISATION DU COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE DU BETON.....	147
4.1 Introduction	147

4.2 Modélisation d'un bloc de béton de basalte soumis à un chargement mécanique	147
4.2.1 Présentation du modèle	147
4.2.2 Application de la théorie de l'élasticité des bétons	149
4.2.3 Equation du feu	153
4.2.4 Détermination des paramètres $E(T)$, $\rho(T)$ et $\beta(T)$	153
4.3 Résolution numérique.....	157
4.3.1 Présentation de la méthode de différences finies.....	157
4.3.2 Conditions aux frontières	158
4.3.3 Condition initiale.....	159
4.3.4 Stabilité des solutions.....	160
4.4 Analyse numérique du spécimen de béton	160
4.4.1 Variation des contraintes et déformations en fonction de la température et du temps à l'extrémité libre de l'éprouvette ($z=0,005$).....	160
4.4.2 Evolution des contraintes et des déformations en fonction du temps et de la température au centre de l'éprouvette ($Z=0,11$).....	162
4.4.3 Variation des contraintes et des déformations en fonction de la température et du temps à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton ($z=0,21$)	163
4.4.4 Evolution des contraintes en fonction de l'axe z (longueur de l'éprouvette)	165
4.4.5 Evolution des déformations le long du spécimen.....	166
4.4.6 Discussions.....	167
4.5 Conclusion.....	169
Conclusion générale et Perspectives	170
Liste des publications de la thèse	172
Références bibliographiques	173
Annexe 1. Récapitulatifs des travaux antérieurs	190
Annexe 2.1 : Origines, choix et localisation des matières premières	200
Annexe 2.1.1 Origine et choix.....	200
Annexe 2.1.2 : Localisation de la zone de prélèvement	200
a) Carrière de Bamougoum.....	200
b) Carrière de GRACAM.....	201
Annexe 2.2 : Fiche technique ciment Dangoté.....	202
Annexe 2.3: Caractérisation des propriétés physiques des granulats	203
Annexe 2.3.1 Sables	203
Annexe 2.3.2: Gravillons et graviers de gneiss et de basalte	204
Annexe 2.3.3: Propriétés physiques et mécaniques des différents granulats.	204
Annexe 2.3.4: Procédé de mise en place d'un thermocouple.....	206
Annexe 2.4 : Méthode de Dreux-Gorisse	206
Annexe 2.5 : Essais à chaud	211

Annexe 2.6 : Caractéristiques et fonctionnement des jauges	215
Annexe 2.7 Synthèse programme expérimental	216
Annexe 2.7.1 Synthèse du Protocole expérimental pour les granulats	216
Annexe 2.7.2 Synthèse du Protocole expérimental pour les mortiers et les bétons	217
Annexe 2.8 : Fiche technique de l'appareil microscopique.....	220
Annexe 2.9 : Fiche technique des papiers vert abrasifs.....	222
ANNEXE 3 : Tableau 6 :Detail experimental de la détermination de la porosité des betons BSGB..	223
ANNEXE 4 : Modelisation du B-SG-GG	225

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Modèle des particules des silicates (C-S-H) de Feldman et al. (Feldman et al., 1968).	8
Figure 1.2: Récapitulatif simplifié des types d'eau dans la pâte de ciment, d'après Sierra, 1974 (repris par (Guenot-Delahie, 1997))......	9
Figure 1.3: Illustration du mécanisme d'éclatement (Consolazio et al., 1997).....	13
Figure 1.4: Observation de la fissuration à l'œil nu ; a) et b) sont des silex marron (Xing, 2011)	15
Figure 1.5: Comparaison des granulats calcaires avant et après la transformation de CaO en portlandite après le chauffage à 750 °C, a) Immédiatement après le cycle de chauffage-refroidissement de 750 °C, b) trois jours après le cycle de chauffage-refroidissement à 750 °C (Xing,2011).....	15
Figure 1.6: Etat des granulats de calcaire noir avant et après cycle de chauffage et refroidissent à 600 °C (Razafinjato, 2015).....	16
Figure 1.7: Evolution des composants du ciment sous chauffage (Castellote, 2004)	17
Figure 1.8: Relation entre coefficient de dilatation thermique et celui des granulats à température ambiante à gauche (limestone = calcaire, basalt = basalte, marble = marbre, sandstone = grès et chert = chailles, roche calcaire contenant des traces de silex) et Déformations thermiques de bétons formulés avec les granulats à droite (Piasta, 1986 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004).....	18
Figure 1.9: Evolution du coefficient de dilatation thermique apparent de la pâte de ciment et des granulats en fonction de la température à gauche (Castellote, 2004)......	19
Figure 1.10: 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 (Mindeguia, 2009)....	20
Figure 1.11: Evolution de la déformation thermique (a) et du coefficient de dilatation thermique (b) des bétons, des mortiers à base de granulats légers (Roufael, 2018).....	20
Figure 1.12: Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un Béton Ordinaire (Diamond, 1986).....	21
Figure 1.13: Image MEB (mode rétro diffusé) de l'interface pate granulat des bétons chauffés à 450 °C (Roufael, 2018).	22
Figure 1.14: Perte de masse des bétons après différents cycles de chauffage- refroidissement.....	24
Figure 1.15: Evolution de la porosité en fonction de la température.....	25
Figure 1.16: Evolution de la perméabilité intrinsèque (K) résiduelle des bétons en fonction de la température.....	27
Figure 1.17: Evolution de la résistance relative à la compression des bétons ordinaires et à hautes performances après cycle de chauffage-refroidissement.....	29
Figure 1.18: Evolution de la résistance relative à la traction par fendage avec la température.....	32
Figure 1.19: Variations relative de module d'élasticité en fonction de la température.....	35
Figure 1.20: Module d'élasticité résiduel du béton chauffé à une vitesse de 0,1°C/min, 1 °C/min et 10 °C/min à différentes températures (Galle et al., 2003).	36
Figure 1.21: Evolution de la conductivité thermique des bétons après des cycles de chauffage et refroidissement, a) Valeur absolue des bétons ordinaire et b) Valeur absolue des bétons à hautes performances (Xing, 2011).....	37
Figure 1.22: Evolution de la conductivité thermique des bétons chauffés et courbe de l'Eurocode (Eurocode 2, 2004) en fonction de la température (Yermak, 2015).....	38
Figure 1.23: Evolution de la conductivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015)	38
Figure 1.24: Evolution de la capacité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015).....	40
Figure 1.25: Evolution de la chaleur massique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015).....	40
Figure 1.26: Diffusivité thermique de différents bétons en fonction de la température, (Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Haniche, 2011 ; Nguyen, 2013).....	42

Figure 1.27: Evolution de la diffusivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015)	42
Figure 1.28: Evolution de la diffusivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement et courbe de l'Eurocode (Eurocode 2, 2004) en fonction de la température (Yermak, 2015).....	43
Figure 1.29: Analyses ATG (a) et ATD (b) de quatre types de pâtes de ciment (ordinaire, auto plaçant et à haute performance) différentes d'après (Ye et al, 2007)	44
Figure 1.30: Courbes ATG/DSC des différents granulats calcaires (Niry, 2012)	45
Figure 1.31: Courbes ATG/ATD des différents des bétons et des mortiers (Roufael, 2018).....	45
Figure 1.32: Courbes ATG/DSC des différents des bétons : a) BSB et b) BSS (Tchapda et al., 2020)	46
Figure 1.33: Maillage adopté pour la discrétisation du modèle (Abaqus 6.11, 2020).....	47
Figure 1.34: Carte du module d'Young (MPa) pour différentes températures T=293.15 K, T=573.15 K, T=723.15 K et T=803.15 K dans les zones de mortier reliant les granulats (De Assis et al., 2021).	48
Figure 1.35: Relation entre endommagement et la température (De Assis et al., 2021).	49
Figure 1.36: Zones localement endommagées (composante sphérique) à l'interface pâte granulats d'un échantillon en béton libre de se dilater et soumis à un champ thermique homogène T=100 °C (Mounajed et al., 2022)	50
Figure 1.37: Géométrie (a), maillage et conditions aux limites (b) du modèle 2D axisymétrique (Roufael, 2020).....	51
Figure 1.38: Géométrie (a), maillage et conditions aux limites (b) du modèle 3D_Cylindre (Roufael, 2020).....	51
Figure 1.39: A-Evolution de l'endommagement ΔT et alpha en fonction de la température. B- Répartition de l'état d'endommagement du LWCC1 en fonction des températures (Roufael, 2020)...	52
Figure 1.40: Répartition de l'endommagement dans l'échantillon à différentes températures du modèle 3D_Cylindre du béton NWC (=béton de référence de granulats légers) (Roufael, 2020).	53
Figure 1.41: Spécimen de roche de granite sous chargement thermique (F_{th}) et dynamique (F_m) (Mambou et al., 2015).	54
Figure 1.42: Evolution de la contrainte interne et de la déformation interne au centre de l'éprouvette : (a) contrainte verticale interne au centre en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne au centre en fonction de la température ; (c) contrainte verticale interne au centre en fonction du temps ; (d) déformation interne verticale au centre en fonction du temps (Mambou et al., 2015)...	55
Figure 2.1: Images macroscopiques des granulats.	58
Figure 2.2: Courbes d'analyse granulométrique des différents granulats	58
Figure 2.3: Table vibrante et éprouvettes.....	62
Figure 2.4: Affaissement au cône d'Abrams : a) B-SG-GG ; b) B-SS-GG.....	62
Figure 2.5: Mise en place des thermocouples de mesure a) Equipement d'une éprouvette avec thermocouple à cœur et en surface ; b) Thermocouple.	63
Figure 2.6: Maintien dans des sacs plastiques étanches apposés d'un numéro d'identification unique et stockage dans la salle.	63
Figure 2.7: Principe d'un spectromètre Infrarouge à Transformée de Fourier (IRFT) (Vial, 2013). ...	64
Figure 2.8: Dispositif de mesure ATD/ATG : a) appareil STA 449 F1 Jupiter NETZSCH et b) Vibrobroyeur.	65
Figure 2.9: Dilatomètre NETZSCH DIL 402 PC.	65
Figure 2.10: Dispositif expérimental de mesures de propriétés thermiques.....	66
Figure 2.11: Cycles de chauffage-refroidissement : a) Théoriques à 1°C/min ; b) Expérimentale à 1 °C/min ; c) Théorique à 10 °C/min.	67
Figure 2.12: Paliers de température suivant le comportement de la matrice cimentaire (Pliya, 2010).	67
Figure 2.13: Dispositif de chauffage et d'acquisition des températures.....	68
Figure 2.14: Dispositif de mesure pour la porosité	69
Figure 2.15: Dispositif de mesure de la perméabilité au gaz.....	71

Figure 2.16: Dispositif expérimental de mesure des résistances en compression.	72
Figure 2.17: Eprouvette prête à l'essai et observation après essai	72
Figure 2.18: Accéléromètre, transducteurs, échantillon pour étalonnage.....	73
Figure 2.19: Dispositif expérimental de mesure des résistances en Traction.....	74
Figure 2.20: a) Dispositif expérimental de mesure des résistances en Traction par flexion, b) résistance en compression.	75
Figure 2.21: Carotteuse à eau Hilti DD 150-U	76
Figure 2.22: Stéréo-microscope.....	76
Figure 2.23: a) Polisseuse, b) Dispositif de métallisation, c) Echantillons et d) Appareil de mesure..	77
Figure 2.24 : Annexe 2.1.2 : Carte de localisation du site d'exploitation de Bamougoum	200
Figure 2.25: Annexe 2.1.2 : Carte de localisation du site d'exploitation de GRACAM [3058'35,43''N11032'53.79''E]	201
Figure 2.27: Annexe 2.4 : Courbe granulaire des bétons : a) B-SG-GG, b) B-SS-GG, c) B-SB-GB	211
Figure 2.28: Annexe 2.5 : a) sonde Mica ; b) sonde Kapton	211
Figure 2.29: Annexe 2.5 : Critères et paramètres de mesures de la perméabilité.....	213
Figure 2.30: Annexe 2.5 : Préparation des échantillons	215
Figure 3.1 : a) ATG/ATD des granulats ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour des granulats	79
Figure 3.2 : a) ATG/ATD des bétons ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour des bétons	81
Figure 3.3 : a) ATG/ATD des mortiers ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour les mortiers.....	83
Figure 3.4: Evolution de la déformation thermique en fonction de la température (a), du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 1050 °C (b) et Zoom du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 600 °C (c).	85
Figure 3.5: Image d'échantillon de roche de basalte : a) avant essai et b) après essai.....	86
Figure 3.6: Evolution de la déformation thermique des bétons en fonction de la température (a), du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 1050 °C (b) et Zoom du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 600 °C (c).	87
Figure 3.7: Conductivité thermique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative	91
Figure 3.8: Capacité thermique volumique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative.	93
Figure 3.9: Diffusivité thermique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative.....	95
Figure 3.10: Evolution des températures de surface (a) et au cœur (b) des éprouvettes de béton en fonction du temps	97
Figure 3.11: Evolution de la différence de température en fonction de la température en surface des bétons. a) B-SS-GG, b) B-SG-GG, c) B-SB-GB.....	99
Figure 3.12: Etat des éprouvettes à la suite du test de stabilité à 10 °C/min à 600 °C.....	101
Figure 3.13: Evolution de la température en surface en fonction du temps a) B-SS-GG et b) B-SG-GG.	103
Figure 3.14: Evolution de la température au cœur en fonction du temps (a) B-SG-GG et (b) B-SS-GG	104
Figure 3.15: a) Evolution de la température en surface en fonction du temps du B-SB-GB, b) Evolution de la température au cœur en fonction du temps du B-SB-GB.....	105
Figure 3.16: Evolution de la différence de température du B-SB-GB en fonction de la température de surface	106
Figure 3.17: Evolution de la perte de masse.....	108
Figure 3.18: Evolution de la porosité : a) absolue ; b) relative.	110
Figure 3.19: Evolution de la masse volumique des bétons en fonction de la température.....	111

Figure 3.20: a) Évolution de la perméabilité intrinsèque des bétons en fonction de la température ; b) perméabilité relative des bétons en fonction de la température.....	113
Figure 3.21: Evolution de la vitesse des ondes en fonction de la température ; a) absolue ; b) relative.	115
Figure 3.22: Evolution de la résistance résiduelle à la compression ; a) absolue et b) relative.....	117
Figure 3.23: Courbes contrainte-déformation pour chaque palier de température.....	119
Figure 3.24: Exemple pour la détermination du module de Young du B-SB-GB à la température ambiante.	120
Figure 3.25: Evolution du module d'élasticité statique en fonction de la température.	122
Figure 3.26: Evolution du module dynamique en fonction de la température (a) absolue, (b) relative.	123
Figure 3. 27: Evolution du coefficient de Poisson résiduel en fonction de la température.	124
Figure 3.28: Evolution de la résistance à la traction par fendage résiduelle : a) valeurs absolues et b) valeurs relatives.....	126
Figure 3.29: Test de traction par flexion des mortiers après traitement thermique.....	129
Figure 3.30: Evolution du module d'Young dynamique en fonction du module d'Young statique. .	129
Figure 3. 31: Evolution de la résistance à la compression et de la porosité en fonction de la température.....	130
Figure 3.32: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des granulats.....	131
Figure 3.33: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des bétons.....	132
Figure 3.34: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des mortiers.....	133
Figure 3.35: Image MEB des bétons issu de l'essai de traction mécanique : a) Image MEB du B-SB-GB, b) Cartographie du B-SB-GB, c) Zoom sur un granulats, d) Spectre de dispersion du granulats...	134
Figure 3.36: Image MEB des bétons issu de l'essai de traction mécanique après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C. (a) le béton B-SG-GG, (b) le béton B-SS-GG, (c) le béton B-SB-GB.	135
Figure 3.37: Echantillons de béton issu de l'essai de traction mécanique après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C: cartographie des éléments chimiques tels que (Mg, Al, Si, Ca, Na, s, K, Fe) présents dans (a) le béton B-SG-GG, (c) le béton B-SS-GG, (e) le béton B-SB-GB ; Spectre de dispersion d'énergie de la pâte de béton (b) B-SG-GG , (d) B-SS-GG , (f) B-SB-GB.....	136
Figure 3.38: Observation MEB de la roche de Basalte après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C sur des échantillons cylindriques.	140
Figure 3.39: Observation MEB du B-SB-GB après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C.....	141
Figure 3.40: Observation MEB du B-SS-GG après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C.....	141
Figure 3.41: Observation MEB des fissures et pores après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C sur des échantillons cylindriques du B-SG-GG de 1 × 5 cm.	141
Figure 4.1: Bloc cylindrique d'un béton durci exposé au feu, refroidit et soumis à chargement mécanique.....	147
Figure 4.2: Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour le béton B-SB-GB à la température ambiante	150
Figure 4.3: Module de Young statique du béton B-SB-GB en fonction de la température.....	154
Figure 4.4: Relation entre l'endommagement et la température du béton B-SB-GB.....	155
Figure 4.5: Densité du béton B-SB-GB en fonction de la température.....	155
Figure 4.6: Grille de discrétisation.....	157
Figure 4.7: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité libre d'une éprouvette en béton soumise à une charge mécanique constante dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température : a)	

Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c)	
Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps	161
Figure 4.8: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes au centre de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps	162
Figure 4.9: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps	164
Figure 4.10: Evolution de la contrainte en fonction de l'axe z : a) T=30 °C ; b) T=300 °C ; c) T=600 °C ; d) Superposition des contraintes.	165
Figure 4.11: Evolution des déformations internes en fonction de la longueur de l'éprouvette : a) T=30 °C ; b) T=300 °C ; c) T=600 °C ; d) Superposition des déformations.	166
Figure 4.12: Détails de la contrainte interne et de la déformation interne d'une éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps	167
Figure 4.13 Annexe 4: Module de Young statique du béton B-SG-GG en fonction de la température	225
Figure 4.14 Annexe 4: Relation entre l'endommagement et la température du béton B-SG-GG.....	225
Figure 4.15 Annexe 4: Densité du béton B-SG-GG en fonction de la température.....	226
Figure 4.16 Annexe 4: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité libre d'une éprouvette en béton soumise à une charge mécanique constante dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps.....	227
Figure 4.17 Annexe 4: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes au centre de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps	228
Figure 4.18 Annexe: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps.	229
Figure 4.19 Annexe 4: Evolution de la contrainte en fonction de l'axe z : a) T=30 °C ; b) T=300 °C ; c) T=600 °C ; d) Superposition des contraintes.....	230
Figure 4.20 Annexe 4: Evolution des déformations internes en fonction de la longueur de l'éprouvette : a) T=30 °C ; b) T=300 °C ; c) T=600 °C ; d) Superposition des déformations.	231
Figure 4.21 Annexe 4: Détails de la contrainte interne et de la déformation interne d'une éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps	232

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Eléments constitutifs de la structure d'une roche (Homand, 1986).	5
Tableau 1.2: Composition chimique des granulats (Elat et al., 2020).	6
Tableau 1.3: Composition minéralogique de la roche de GRACAM (Elat et al., 2020).....	6
Tableau 1.4: Composition minéralogique de la roche de basalte (Leroy et al., 2017).....	6
Tableau 1.5: Principaux composants du ciment	7
Tableau 2.1: Propriété des granulats utilisés.....	59
Tableau 2.2: Composition chimique du ciment (Elat et al., 2020).....	60
Tableau 2.3: Formulation pour 1m ³ de béton et mortier.....	61
Tableau 2.4 : Annexe 2.3.1 : Granulométrie des différents sables	203
Tableau 2.5: Annexe 2.3.2 : Granulométrie des granulats.....	204
Tableau 2.6: Annexe 2.3.3 : Formes et textures des sables	205
Tableau 2.7: Annexe 2.3.3 : Composition chimique des granulats gneiss (Elat et al, 2020).....	205
Tableau 2.8: Annexe 2.3.3 : Composition minéralogique de la roche de GRACAM (Elat et al, 2020)	205
Tableau 2. 9: Annexe 2.3.3 : Composition chimique des granulats de basalte.....	205
Tableau 2.10: Annexe 2.3.3 : Composition minéralogique de la roche de Basalte de Bamougoum (Leroy et al, 2017)	205
Tableau 2.11: Annexe 2.6 : Caractéristique des jauges	215
Tableau 3.1: Echantillons de béton obtenu avant et après essai.....	89
Tableau 3.2: Données expérimentales de la conductivité thermique des bétons	90
Tableau 3.3: Capacité thermique volumique des bétons	92
Tableau 3.4: Valeurs de la diffusivité thermique des bétons	94
Tableau 3.5: Différence de température (ΔT_{\max} (°C)) et des températures en surface des bétons. ...	100
Tableau 3.6: Nombre d'éprouvettes ayant éclatées.....	101
Tableau 3.7: Etat des éprouvettes après essais.....	102
Tableau 3.8: Différence de température (ΔT_{\max} (°C)) et des températures en surface des bétons..	106
Tableau 3.9: Perte de masse moyenne des différents bétons.....	107
Tableau 3.10: Porosité moyenne des bétons.	109
Tableau 3.11: Masse volumique des bétons.....	111
Tableau 3.12: Valeurs obtenues de la perméabilité.....	112
Tableau 3.13: Vitesse d'onde des bétons.	114
Tableau 3.14: Résistance à la compression des bétons et mortiers.	116
Tableau 3.15: Module d'élasticité statique et dynamique des bétons	121
Tableau 3.16: Résistance à la traction par fendage des bétons et à la traction par flexion des mortiers.	125
Tableau 3. 17: Faciès de rupture des bétons.....	128
Tableau 3.18: Observation des fissures au stério microscope des différents bétons après cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 1 °C/min à 300 °C, 450 °C et 600 °C ; a) B-SG-GG, b) B-SS- GG, c) B-SB-GB.	138
Tableau 3.19: Aspect des granulats avant et après Cycle de chauffage et refroidissement	139
Tableau 3.20: Observation macroscopique des surfaces des différents bétons après le cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 1 °C/min à 300 °C, 450 °C et 600 °C ; a) B-SG-GG, b) B-SS- GG, c) B-SB-GB.	142
Tableau 3.21: Observations macroscopiques des différents bétons après le cycle de chauffage- refroidissement à la vitesse de 1 °C/min ; a) B-SG-GG, b) B-SS-GG et c) B-SB-GB.	143

LISTE DES ABREVIATIONS

ATG/ATD : Analyse Thermogravimétrique/ Analyse Thermique Différentielle

B-SB-GB : Béton contenant uniquement les granulats de Basalte

B-SG-GG : Béton contenant uniquement les granulats de Gneiss

B-SS-GG : Béton obtenu par remplacement du sable de gneiss par du sable rivière de Sanaga

BO-S : béton ordinaire à base de granulats siliceux,

BHP-S : béton à hautes performances à base de granulats siliceux,

BR : béton de référence à base de granulats légers silico-calcaires,

B325 : béton ordinaire à base de granulats siliceux dosé avec 325 kg/m³ de ciment

B350 : béton ordinaire à base de granulats siliceux dosé avec 350 kg/m³ de ciment

B400 : béton ordinaire à base de granulats siliceux dosé avec 400 kg/m³ de ciment

B450 : béton ordinaire à base de granulats siliceux dosé avec 450 kg/m³ de ciment

B500 : béton ordinaire à base de granulats siliceux dosé avec 500 kg/m³ de ciment

BO : Béton ordinaire de sable alluvionnaire recomposé ;

B1 : bétons ordinaires à base de granulats silico-calcaires,

B2 : bétons à hautes performances à base de granulats silico-calcaires,

B : béton à base de granulats de basalte,

B40 : béton ordinaire de gravillon calcaire et sable alluvionnaire avec une résistance de 40MPa,

B40SC : béton ordinaire à base de granulats silico-calcaires,

B40 F1 : béton ordinaire avec ajout de 1 kg de fibres de polypropylène mono filament

B40 F2 : béton ordinaire avec ajout de 2 kg de fibres de polypropylène mono filament

B60 : béton ordinaire de gravillon calcaire et sable alluvionnaire avec une résistance de 60MPa

B60 F2 : béton ordinaire de gravillon calcaire et sable alluvionnaire avec ajout de 2 kg de fibres de polypropylène et une résistance de 60 MPa

Créf (C) : béton de référence avec E/C=0.38),

CS 60 : béton avec 60 kg/m³ de fibres métalliques),

CPPS 0.75-60 : béton de cocktail de fibres de polypropylène

CSB : béton à base de sable de basalte et granulats de gneiss,

CSG : Béton à base de sable de gneiss et granulats de gneiss,

CAS : Béton à base de sable alluvionnaire et granulats de gneiss,

CS-C : béton contenant le sable calcaire,

DSC : Calorimétrie différentielle à balayage

E/C : rapport Eau/Ciment

G : béton avec les granulats de granite

GRACAM : Granulats du Cameroun

HPC-C : béton à hautes performances à base de granulat calcaire,

HPC-S : béton à hautes performances à base de granulat siliceux,

HPC-SC : béton à hautes performances à base de granulat silico-calcaire

HSC-N : béton à hautes performances,

LWCC1 : Béton léger à base de granulat d'argile 4/10,

LWCC2 : Béton léger à base de granulat d'argile 4/8,

LWSC : béton de schiste expansé

L2MGC : Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil

MPa : Méga Pascal

MEB : Microscope Electronique à Balayage

NWC : béton léger de granulat de calcaire noir

NC-C : béton normal à base de granulat calcaire,

NC-S : béton normal à base de granulat siliceux,

NC-SC : béton normal à base de granulat silico-calcaire,

OC-G : béton ordinaire à base de granulat de granite siliceux,

OC-N : béton ordinaire à base de granulat de calcaire noir,

PUNDIT : Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester

30R-30R : béton recyclé à base de sable naturel,

RILEM : Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais de Matériaux

SS-C : béton contenant le sable siliceux,

THCM : Thermo-Hydro-Chémo-Mécanique

THC : Thermo-Hydro-Chimique

DEDICACES

Je dédie ce travail à mes parents WEMBE David et METAKAM Odette.

REMERCIEMENTS

Le Seigneur est mon Berger, je ne manquerai de rien. Merci Jésus pour tout.

Le rendu possible de ce chef-d'œuvre est un concours de plusieurs intervenants et de nombreuses collaborations pluridisciplinaires dont il est nécessaire de leur rendre hommage. Le présent travail a été mené dans le cadre d'une cotutelle entre le Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC) de CY Cergy Paris Université (France) et le Laboratoire de Mécanique, Matériaux et Structure (LMMS) de l'Université de Yaoundé I (Cameroun).

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements à toutes les personnes qui m'ont soutenu, notamment à :

Monsieur Albert Noumowé, mon directeur de thèse, de m'avoir accueilli au sein du L2MGC et permis de réaliser cette thèse. Il m'a laissé découvrir les choses sans imposer son avis. J'apprécie cette confiance qu'il m'a accordée tant pour sa disponibilité, ses conseils que pour son initiation profonde dans ce domaine de recherche.

Monsieur Jean-Marie Ndjaka, mon co-directeur de thèse, de m'avoir accueilli au sein du LMMS et accepté de diriger ce travail de recherche, pour sa disponibilité, recevez ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je reconnais et apprécie sincèrement l'attention constante, les conseils et l'aide que j'ai reçus de Monsieur Luc Leroy Mambou mon co-encadrant pendant les moments difficiles et dans l'achèvement de cette étude malgré ses horaires liés.

Je reconnais les conseils et l'aide que j'ai reçus de mes Co-encadrants Messieurs Prosper Pliya et Javad Eslami pendant les moments difficiles et dans l'achèvement de cette étude malgré leurs horaires liés. A Javad Eslami, je dis un grand merci pour sa rigueur, ses observations et ses remarques minutieuses et très pertinentes qui ont contribué à enrichir ce travail. A Prosper Pliya pour sa patience, sa disponibilité et l'importance de ses connaissances ont été capitales dans ce travail ; soyez rassuré de ma reconnaissance personnelle pour vos précieux conseils.

Je tiens à remercier les distingués membres du jury, qui ont donné une partie de leur temps pour juger la qualité de ce travail. Merci à Madame Hélène Carre d'avoir accepté de présider ma soutenance de thèse, et également pour son travail d'expertise en tant qu'examinateur. Un grand merci aux rapporteurs de ce travail : Madame Siham Kamali-Bernard et Monsieur Ruben Mouangue, vos remarques constructives et pertinentes m'ont permis d'achever ce travail de recherche.

Je tiens à remercier mes professeurs du Laboratoire et du Département de Génie Civil, en particulier Madame Salima Aggoun, Madame Anne Lise-Beaucour, Monsieur Norbert Renault pour les conférences qu'ils ont données lors de l'accueil chaleureux dans le laboratoire et le département.

Je tiens à remercier les Ingénieurs de la recherche Anne-Lise Cousture, Lilian Cristofol, Noémie Chaumont et Jérôme Wassermann pour l'aide apportée pour leurs compétences, mais aussi pour les moyens techniques et matériels mis à ma disposition.

Je tiens sincèrement à remercier Dr. Anne-Claire Slama, Dr. Elat Emmanuel, Dr. Bouali Emna, Dr. Tchamgoué. Valentine Danché, Mrs. Oumayma Abouteybi, Mr. Pettman Matthieu, Mr. Ayoub Daoudi, Mr. Alain Kamdem, Mr. Coulibaly Moussa, Mr. Abdenour Khezanne, Mr. Martial Clavier pour avoir été si utiles et accueillant tout au long de mes recherches. Remerciez-vous pour toujours être là quand j'avais besoin d'aide pour mon travail.

Je remercie aussi les collègues chercheurs et doctorants du laboratoire pour l'ambiance conviviale, pour la sympathie et pour les bons moments que nous avons partagés ensemble.

J'adresse ma gratitude à mes mamans : Nono Elène, Emiliène, Cécile, Josiane, Clarisse, Elise, Odile pour leur incessante chaleur maternelle ; ainsi qu'à mes oncles et tantes : B. Sindze, André, Gilbert, pour leur multiples aides et conseils.

Je remercie particulièrement ma sœur Gueyo Irène, mon beau-frère, Tefouet Noula Duclair, mes frères Foguieng et Gouenam Raymond pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements.

Je remercie également mes frères et sœurs : G. Tchoumtchoua, I. Petsam, Noubissie, Cabrel Magne, Ange Foutem, Michaël, Nick pour leur soutien inconditionné.

Je remercie également mes cousins Papa Foka Vincent Séraphin et Papa Victor, Papa Elias pour leur aide financière apportée dès le début de cette thèse.

Je remercie également mon cousin Desmond et son épouse pour leurs conseils divers et également mon cousin Tchoumtchoua Olivier.

Je remercie de tout cœur Bruno K., Charlène K. pour leur amour sincère et tous mes amis dont je préfère taire les noms afin d'éviter d'en oublier quelques-uns.

Je tiens également à remercier toute personne de prêt ou de loin qui m'a soutenu durant toutes ces années de recherche.

RESUME

Ce travail de recherche s'inscrit dans le cadre de la compréhension des phénomènes de stabilité thermique et d'évolution des propriétés des bétons soumis à des températures élevées. Il vise à analyser le comportement à haute température de bétons ordinaires contenant des granulats de carrière (Basalte et Gneiss) couramment utilisés au Cameroun, et particulièrement dans les villes de Yaoundé et de Bafoussam. Deux compositions de béton contenant uniquement des granulats de Gneiss ou des granulats de Basalte sont formulées. Une troisième composition de béton est formulée avec du sable de la rivière Sanaga et des granulats de Gneiss. Le volume de la pâte cimentaire est identique pour les trois compositions de béton. D'une part, les éprouvettes confectionnées sont soumises à un cycle de chauffage-refroidissement rapide à la vitesse de $10^{\circ}\text{C}/\text{minute}$ jusqu'à la température 600°C afin de déterminer la réponse thermique et, d'autre part, à différents cycles de chauffage-refroidissement de 150 , 300 , 450 et 600°C à la vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{minute}$ afin de déterminer les propriétés résiduelles. Les propriétés thermiques, physiques et mécaniques des granulats et des bétons sont analysées. A la température ambiante, les bétons étudiés présentent des propriétés mécaniques avoisinantes. Le béton de granulats de basalte a une perméabilité au gaz largement supérieure à celles des bétons de granulats de gneiss. L'essai de réponse thermique à la vitesse de $10^{\circ}\text{C}/\text{minute}$ a montré une sensibilité à l'écaillage autour d'une température de surface comprise entre 300°C et 550°C environ pour les bétons contenant les granulats de gneiss malgré leur faible degré de saturation par rapport à celui du béton de granulats de basalte. Les mesures des coefficients d'expansion thermique des bétons de granulats de gneiss et de basalte sont respectivement de $0,14 \cdot 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$ et $9,5 \cdot 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$. Au cours des différents cycles de chauffage-refroidissement à vitesse lente, aucun phénomène d'éclatement d'éprouvette n'a été observé. Le béton de granulats de gneiss a montré un gain de résistance à la compression à 150°C et 300°C . Une baisse des résistances mécaniques résiduelles est remarquée globalement pour tous les bétons étudiés jusqu'à la température de 600°C . Le béton de granulats de basalte semble être plus endommagé que les autres compositions.

Enfin, une simulation numérique est réalisée sur le béton contenant uniquement le granulats de basalte afin d'évaluer les contraintes d'origine thermique et mécanique. Une forte contrainte interne est observée au sein des éprouvettes avant la température de 300°C . Au-delà de cette température critique, les déformations internes augmentent annonçant une dégradation du matériau.

Mots-clés : Béton ordinaire ; Granulats de Gneiss ; Granulats de Basalte ; Sable de rivière ; Température ; Dilatation thermique.

ABSTRACT

This research work falls within the context of the understanding the phenomena of thermal stability and evolution of the properties of concrete subjected to high temperatures. It aims to analyze the high temperature behavior of normal concretes containing quarry aggregates (Basalt and Gneiss) commonly used in Cameroon, and particularly in the cities of Yaoundé and Bafoussam. Two concrete compositions containing only Gneiss aggregate or Basalt aggregate were formulated. A third concrete composition was formulated with sand from the Sanaga River and Gneiss aggregate. The volume of the cement paste is identical for the three concrete compositions. First, the manufactured specimens were subjected to a rapid heating-cooling cycle at a rate of 10°C/minute up to a temperature of 600°C in order to determine the thermal response and furthermore, to different heating-cooling cycles of 150, 300, 450 and 600°C at a rate of 1°C/minute were carried out in order to determine the residual properties. Thermal, physical and mechanical properties were determined on the aggregates as well as the concretes specimens.

At room temperature, the concretes studied showed similar mechanical properties. The basalt aggregate concrete gas permeability was much higher than that of the gneiss aggregate concrete. The thermal response test at a rate of 10°C/minute showed a susceptibility to spalling around a surface temperature of about 300°C to 550°C for the concretes containing the gneiss aggregate despite their low degree of saturation compared to that of the basalt aggregate concrete. The thermal expansion coefficients of the gneiss and basalt aggregates concretes were respectively $0.14 \cdot 10^{-4} / ^\circ\text{C}$ and $9.5 \cdot 10^{-4} / ^\circ\text{C}$. During the heating-cooling cycles at a heating rate of 1 °C/min, no specimen spalling was observed. The gneiss aggregate concrete showed a gain in compressive strength at 150°C and 300°C. A decrease of the residual mechanical strength was noticed globally for all the studied concretes until the temperature of 600°C. The basalt aggregate concrete seemed to be more damaged than the other compositions.

Finally, a numerical simulation was performed on the concrete containing only basalt aggregate in order to evaluate the stresses of thermal and mechanical origins. A strong internal stress was observed within the specimens before the temperature of 300°C. Beyond this critical temperature, the internal deformations increased announcing a degradation of the material.

Keywords: Normal concrete; Gneiss aggregate; Basalt aggregate; River sand; Temperature; Thermal expansion.

INTRODUCTION GENERALE :

Ce travail de recherche s'inscrit dans le cadre de la compréhension des phénomènes de stabilité thermique des bétons dans le secteur des Bâtiments et Travaux Public (BTP). Il s'agira de comprendre le comportement du béton afin de pouvoir identifier des risques de naissance de fissures, d'écaillage ou d'éclatement en cas d'incendie. Bien que le béton soit connu comme un matériau de construction qui présente une bonne résistance à la chaleur, dans certaines conditions, il peut présenter un risque d'éclatement lorsque exposé à une température élevée. Après incendie, le béton devrait continuer à présenter des propriétés mécaniques suffisantes pour continuer à assurer la stabilité mécanique de l'ouvrage. Nous étudions le comportement à haute température, ainsi que les propriétés mécaniques et physiques des bétons après chauffage et refroidissement.

Au regard des résultats collectés dans la littérature, il est certain que le regroupement des granulats dans des classes pétrographiques trop générales comme siliceux/calcaires peut conduire à des erreurs pour la définition de leur comportement à haute température. Il serait intéressant de poursuivre les travaux sur l'influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température en mettant l'accent sur la cristallinité et la teneur en quartz.

Nous choisissons deux types de roche à pourcentage de SiO_2 différents : le basalte de Bamougoum à l'ouest du Cameroun et le gneiss au centre du Cameroun. Cette approche permet de comparer des propriétés physico-chimiques, minéralogiques et microstructurales de granulats exposés à des cycles de chauffage-refroidissement. Ensuite, on se focalise sur le comportement des différents bétons exposés à des températures élevées. Suivra un développement qui s'articulera autour de la compréhension et la modélisation des phénomènes de détérioration du matériau.

La partie expérimentale portera à la fois sur la caractérisation des propriétés mécaniques telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction, le module d'élasticité, la déformation ; des propriétés physiques telles que la porosité, la perméabilité et l'ATG/ATD ; des propriétés thermiques telles que la conductivité, la chaleur massique et la dilatation thermique; et le comportement à haute température en analysant le gradient thermique, la stabilité thermique et, la perte de masse au cours des cycles de chauffage – refroidissement.

Dans la partie modélisation, il s'agira d'identifier et quantifier les rôles des différents mécanismes intervenant dans l'instabilité du béton à haute température, qui ne peuvent être séparés aisément par des essais expérimentaux, afin d'établir des critères de formulation du béton.

Le travail dont le contexte général vient d'être ainsi résumé, est présenté dans ce manuscrit en quatre chapitres. Le **chapitre premier** est consacré à la revue de la littérature en détaillant le contexte scientifique de l'étude. Il aborde de façon non exhaustive les résultats de la synthèse des travaux

théoriques et expérimentaux existants sur le comportement des bétons ordinaires et à hautes performances soumis aux contraintes mécaniques et thermiques. L'influence des hautes températures sur les différentes propriétés physiques et géologiques des bétons est présentée ainsi que le rôle primordial des paramètres de formulation sur les comportements à chaud et résiduel. Enfin, la dernière partie de ce chapitre sera dédiée à une revue de la littérature sur la modélisation thermomécanique pour suivre l'endommagement des bétons en présentant quelques modèles développés et les outils utilisés par certains auteurs.

Le **chapitre deux** décrit la méthodologie et les outils d'analyses expérimentales. On présente les caractéristiques des matériaux, la composition des bétons suivi du dispositif pour la détermination des différentes propriétés physiques, mécaniques. Tous les essais de caractérisation et de stabilité à chaud et résiduel sont réalisés au L2MGC (Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil) de CY Cergy Paris Université (France) en collaboration avec le Laboratoire de Mécanique, Matériaux et Structures (LMMS) de l'Université de Yaoundé 1 (Cameroun).

Le **chapitre trois** présente les résultats sur le comportement à haute température des bétons. Les propriétés à chaud et l'évolution des propriétés thermiques des matériaux sont présentées, puis les résultats concernant les propriétés résiduelles physiques et mécaniques. Enfin, l'analyse des différentes relations existante entre ces propriétés et les observations effectuées, ainsi que les analyses microscopiques, sont exposées.

Le **chapitre quatre** concerne la modélisation d'une éprouvette de béton soumise à une température élevée et à des contraintes mécaniques. Les outils et méthodes numériques utilisés pour la résolution numérique des équations sont justifiés. Les résultats permettent de mieux comprendre les phénomènes de dégradation du matériau en évaluant les contraintes internes en fonction de la température. Enfin, une conclusion générale regroupe l'essentiel des résultats obtenus dans le cadre de ce travail de thèse.

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

Le béton est un matériau de construction présent dans le domaine du génie civil de par sa facilité de production et parfois avec un coût économique relativement faible. Il peut être visualisé comme un matériau de plusieurs composants très différents dont les uns sont actifs et les autres inertes (**Dreux, 1998**). Lorsqu'il est soumis à une élévation de température, le matériau est le siège de nombreux processus physiques couplés qui ont une influence directe sur l'évolution de ses propriétés mécaniques. Ces transformations physico-chimiques et mécaniques sont en effet dues à la complexité de sa microstructure. Dans ce chapitre, on présente l'étendue des connaissances actuelles sur le comportement du béton ordinaire soumis à des hautes températures. Il s'articulera autour de quatre grandes parties. La première partie portera sur la composition des bétons où nous présenterons les différents éléments qui le constituent. La seconde partie portera sur l'évolution des propriétés du béton avec la température. Cette partie permettra de développer les phénomènes d'instabilité dans le béton afin d'appréhender plus efficacement, à l'échelle méso-scopique, la réponse du béton face aux sollicitations qu'il peut subir. Par la suite, on présente, une synthèse sur les évolutions des caractéristiques physiques, mécaniques et hydriques des bétons avec la température, en termes d'observations et de mesures expérimentales réalisées jusqu'à présent. Des exemples de développements théoriques basés sur des expériences de laboratoire montrent les différentes tendances d'évolution des propriétés des bétons en fonction de l'augmentation de la température. La microstructure du béton sera présentée dans la troisième partie. Enfin, nous terminerons par la quatrième partie qui consistera à recenser quelques éléments sur la modélisation des bétons. Enfin une conclusion partielle vient boucler cette revue de la littérature.

1.2 Composition du béton

Le béton durci peut être visualisé comme un matériau composite dans lequel, on distingue principalement trois phases (**Narr, 2009**) :

- Les granulats, occupant 60 à 75% du volume du béton. Ces granulats jouent les rôles de remplissage atténuateur de variations volumiques (en retrait et montée en température), et sources de résistance mécanique pour certains bétons (**Razafinjato, 2015 et 2016**).
- La pâte de ciment représente habituellement 25 à 40% du volume total du béton et forme la matrice cimentaire du matériau. Celle-ci joue le rôle de liant, de « colle » et confère au matériau béton ses propriétés de rigidité et de résistance ;

- L'auréole de transition située à l'interface granulats/ pâte de ciment, représente parfois le point faible des bétons soumis à des sollicitations mécaniques.

1.2.1 Généralités sur les granulats

1.2.1.1 Généralités sur les roches et origines

Les granulats utilisés dans le béton doivent présenter une bonne résistance mécanique (**Razafinjato, 2015 et 2016**). La courbe granulométrique doit être optimisée afin de remplir le plus possible de vides dans le béton pour une bonne cohésion. C'est la raison pour laquelle on utilise plusieurs classes granulaires dans un même béton qui sont les sables, les gravillons, et les graviers. Les granulats sont généralement d'origine naturelle. Ils proviennent essentiellement des roches métamorphiques (gneiss), des roches sédimentaires (calcaires ou siliceuses), ou des roches magmatiques (basaltes, les granites ou les gabbros), (**Dupont et al., 2007 ; Vulliet et al., 2016**). Les granulats peuvent être alluvionnaires (dits granulats roulés) ou de carrière (dits granulats concassés) selon le mode d'extraction. L'origine des granulats peut être également artificielle (d'origine minérale, transformée, par exemple le schiste expansé ou les granulats de laitier) ou issue de recyclage (béton concassé...). Pour obtenir un béton ayant de bonnes caractéristiques, plusieurs paramètres entrent en jeu dans le choix des granulats : la qualité (mécanique, physico-chimique, propreté ...etc.), la minéralogie, la forme des granulats et une granulométrie appropriée associée. Dans le cadre de cette recherche bibliographique, nous nous limiterons aux roches d'origine naturelle.

1.2.1.2 Texture des granulats

Les granulats naturels sont formés en général d'un assemblage de cristaux ou de grains. La forme, les dimensions, l'orientation morphologique et la distribution dimensionnelle des cristaux ou des grains, ainsi que la répartition des différentes espèces minérales, déterminent la texture de la roche (**Demange, 2011**). La texture de certaines roches est homogène et pour d'autres, elle est hétérogène. Le tableau 1.1 présente les éléments constitutifs d'une roche.

Tableau 1.1 : *Eléments constitutifs de la structure d'une roche (Homand, 1986).*

Structure rocheuse	Eléments constitutifs	
Texture	Dimension des cristaux ou des grains	
	Orientation	Isotropie
		Anisotropie
Surfaces de discontinuité	Limite de cristaux ou de grains	
	Fissures	Intra cristallines ou intra granulaires
Vides		Inter cristallines ou inter granulaires
	Pores	

La roche comporte des surfaces de discontinuité (limites de cristaux) et des espaces vides de forme plus ou moins sphérique (pores) ou de forme plus ou moins aplatie (fissures). L'ensemble texture, surface de discontinuité et espaces vides constitue la structure du matériau rocheux. Les études effectuées par Nzenti et Bessoles (**Nzenti et al., 1988 ; Bessoles al., 1997**) montrent que les roches issues des carrières dans la ville de Yaoundé au Cameroun sont composées majoritairement de roches métamorphiques de type gneiss. Par la suite, les études effectuées par Dupont et Vulliet (**Dupont et al., 2007 ; Vulliet et al., 2016**) montrent que les roches issues de la carrière de la ville de Bafoussam au Cameroun sont composées majoritairement des roches magmatiques de type basalte. Certains auteurs (**Xing, 2011 ; Razafinjato, 2012**) montrent que les granulats de silex semi-concassés ont une texture lisse, d'autres granulats (granite, calcaire noir et calcaire blanc) concassés présentent une texture rugueuse. La texture semble dépendre principalement de la teneur en quartz (**Xing, 2011 ; Razafinjato, 2012**).

1.2.1.3 Composition chimique et minéralogique des granulats (Gneiss et Basalte)

Les roches dont sont issus les granulats sont des accumulations de minéraux. Des auteurs (**Gautam et al., 2017 ; Kumar et al., 2020 ; Venyite et al., 2022**) ont étudié l'influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement à haute température. Afin de comprendre le comportement des roches, il est nécessaire de comprendre celui des minéraux qui la composent à travers notamment, l'identification des processus chimiques par les analyses chimiques. Elat et al. (**Elat et al., 2020**) ont déterminé les éléments chimiques des granulats de gneiss issus de la carrière de GRACAM (Granulats du Cameroun) et du sable de la rivière du fleuve Sanaga. Ces granulats sont tous issus de carrières camerounaises. Le tableau 1.2 présente les éléments chimiques observés par spectrométrie.

Tableau 1.2: Composition chimique des granulats (Elat et al., 2020).

Compositions (%)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	PAF
Sable GRACAM	62,5	16,6	8,8	0,2	3,2	1,7	1,8	2,7	1	0,2	0,4
Sable Sanaga	90,2	4	1,5	0,1	0,1	0,2	0,4	2	0,2	-	0,8

La composition minéralogique des roches de GRACAM est présentée au tableau 1.3 et celle des roches de basalte de la carrière de Bamougoum (Cameroun) est présentée au tableau 1.4 :

Tableau 1.3: Composition minéralogique de la roche de GRACAM (Elat et al., 2020)

Constituants	Quartz	Feldspath	Biotite	Grenat	Pyroxene	Muscovites
Pourcentages	65-70%	10-15%	5-7%	2-5%	0,5-2%	< 1%

Tableau 1.4: Composition minéralogique de la roche de basalte (Vidana et al., 2021).

Constituants	Quartz	Analcime	Plagioclases	Pyroxene	Olivine	Illite
Pourcentages	8%	12%	50%	20%	4%	2%

La composition minéralogique de ces deux roches (Gneiss et basalte) et leurs formations géologiques s'éloignent l'une de l'autre (tableau 1.3 et 1.4).

Plusieurs auteurs ont démontré l'influence minéralogique de la biotite et de la pyrite présentes dans les granulats en matière de cristallinité et de réaction alkali-silice pouvant favoriser des dégradations dans le béton, et donc des baisses de résistance (**Kumar et al., 2014 ; Gautam et al., 2017 ; Venyite et al., 2022**). De plus, certains auteurs comme (**Nguyen, 2013 ; Razafinjato, 2015**) montrent que les granulats semi concassés de type silico-calcaire sont constitués de 70-75% de silice, 20-25% de calcaire et 5% de feldspath d'une part et d'autres part, les granulats calcaires noir sont composés de 9-15% de silice. De par ces différences, les auteurs concluent en disant que cette variation affecte aussi les performances mécaniques du béton.

Un auteur, (**Razafinjato, 2012**), montre que pour le cas des roches siliceuses, compte tenu de la teneur en quartz, les granulats siliceux peuvent se distinguer en deux classes: les granulats monophasés qui ne contiennent que de la silice SiO₂ et de ses variétés telles que le quartzite et le silex composés uniquement du quartz microcristallin; tandis que les granulats polyphasés dont la composition minéralogique ne se restreint pas seulement au quartz et ses variétés, mais

présente d'autres minéraux silicates. Dans cette classe, on peut citer entre autres les granulats de granite, de basalte, les roches quartzo-feldspathiques et sédimentaires.

1.2.2 Ciment

Le ciment est un liant hydraulique obtenu à partir de la cuisson à haute température (de l'ordre de 1450°C) de calcaire (à 80%) et d'argile (à 20%). Du gypse est ajouté en faible quantité (3 à 5%) afin d'augmenter le temps d'ouvrabilité du ciment. La tendance actuelle est de substituer une partie du clinker du ciment par les matériaux aux propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques en raison de la réduction des coûts et des conséquences environnementales générées pendant sa production. On peut citer, les pouzzolanes naturelles, les cendres volantes, la fumée de silice, les laitiers de hauts fourneaux, etc.

Le tableau 1.5 présente les éléments chimiques qui composent le ciment anhydre.

Tableau 1.5: Principaux composants du ciment

Noms scientifiques	Formules chimiques	Abréviation	Proportion massiques (%)
Silicate tricalcique	3CaO, SiO ₂	C ₃ S	60-65
Silicate bilcique	2CaO, SiO ₂	C ₂ S	20-25
Aluminate tricalcique	3CaO, Al ₂ O ₃	C ₃ A	8-12
Alumino-ferrite tétracalcique	3CaO, Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	8-10
Gypse	CaSO ₄ , 2H ₂ O		3-8

Ces constituants anhydres donnent naissance, en présence d'eau, à des silicates et des aluminates de calcium hydratés ainsi que de la chaux hydratée (portlandite) formant un gel microcristallin, à l'origine du phénomène de prise. Ce sont le développement et la multiplication de ces microcristaux dans le temps qui expliquent l'augmentation des résistances mécaniques. Le silicate C-S-H est le principal constituant du ciment portland hydraté. Pour une pâte du ciment durcie ordinaire, elle contient 50-70% de C-S-H et 25-27% de Ca(OH)₂ qui se développent et proviennent absolument du rapport E/C et du temps de réaction (**Moranville-Regourd, 1990**). Le C-S-H est l'hydrate qui participe le plus aux performances mécaniques de la pâte de ciment. Lorsqu'on considère individuellement les C-S-H, ils apparaissent à l'observation microscopique comme des particules fibreuses (**Gawin et al., 1999**), soit solides, soit creuses, parfois aplaties, parfois ramifiées aux extrémités, ou comme des grains irréguliers (**Feldman et al., 1968 ; Gawin et al., 1999**). Pour les représenter, plusieurs modèles ont été proposés dans la littérature mais le modèle de Feldman et al. (**Feldman et al., 1968**), (figure 1.1) est le plus à même de justifier la plupart des comportements mécaniques du matériau. Dans

ce modèle, le gel C-S-H se compose de particules fines, définies comme un assemblage de lamelles composées chacune de 2 à 3 feuilletts. Ces feuilletts peuvent relativement se déplacer entre eux, et sont réversibles ou pas lors du chargement. Ainsi, la pénétration ou le départ de l'eau des espaces inter lamellaires (entre lamelles) et interfoliaires (entre feuilletts) est possible. La présence de l'eau dans et entre les feuilletts de C-S-H du modèle proposé par **Feldman et al.**, témoigne d'un rôle de l'eau dans les caractéristiques de la pâte de ciment.

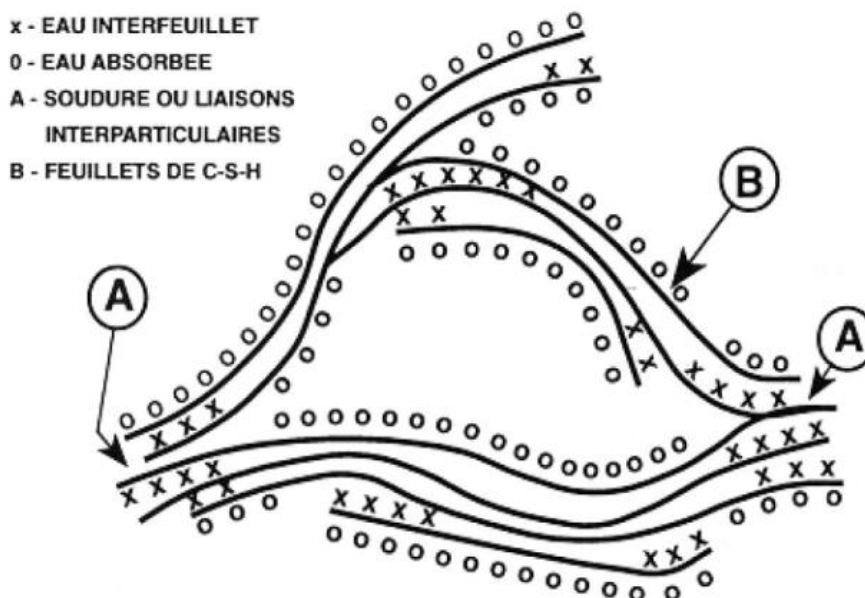


Figure 1.1: Modèle des particules des silicates (C-S-H) de Feldman et al. (Feldman et al., 1968).

1.2.3 Eau

Lors de l'élaboration du béton, l'eau joue à la fois une fonction chimique comme liant et physique qui permet d'accroître la maniabilité facilitant la mise en œuvre plus aisée du béton. De nombreux travaux réalisés sur le comportement de l'eau dans le C-S-H (**Regourd, 1982 ; Guenot-Delahie, 1997**) montrent que l'eau prend plusieurs formes selon la nature de liaison avec la pâte de ciment. Ainsi l'eau peut se présenter sous diverses formes dans le béton :

- L'Eau adsorbée : cette eau est adsorbée à la surface de la pâte de ciment par deux phénomènes distincts : l'adsorption physique lie les molécules d'eau par les forces de type Van der Waals de faible intensité tandis que l'adsorption chimique correspond aux liaisons chimiques entre les atomes à la surface de la pâte et les molécules d'eau.
- L'Eau libre : c'est l'eau en surface des granulats humides. Elle comprend l'eau absorbée qui est prise en compte lors de la formulation à travers les calculs de la teneur en eau et du coefficient d'absorption.

- L'Eau capillaire : Elle n'est pas soumise aux forces d'attraction des surfaces solides. C'est elle qui se trouve principalement dans les pores capillaires de dimensions supérieures à 10 μm (gros pores et fissures) (Makani, 2011). Cette eau est la première à migrer et à s'échapper lors de l'évaporation qui s'effectue entre la température de 30°C et 120°C.
- L'eau chimiquement liée : Elle réagit avec les éléments anhydres. Certains auteurs (Regourd, 1982 ; Guenot-Delahie, 1997) l'identifient dans la structure du C-S-H sous trois formes et sont classées par ordre décroissant d'énergie de liaison avec les solides (figure 1.2).
 - L'eau hydroxyle : C'est une eau liée aux atomes de silice ou de calcium présents sur les surfaces de feuillets par une association d'un groupement hydroxyle (OH).
 - L'eau inter-foliaire : c'est une eau liée aux feuillets par des groupements hydroxyles. Elle réagit directement dans la cohésion intrinsèque de la lamelle. De plus, les molécules d'eau inter foliaire sont triplement liées par des ponts hydrogènes comme celle de la structure de la glace.
 - L'eau inter-lamellaire : c'est elle qui est liée à la surface des lamelles ou à des molécules d'eau par des ponts hydrogènes.

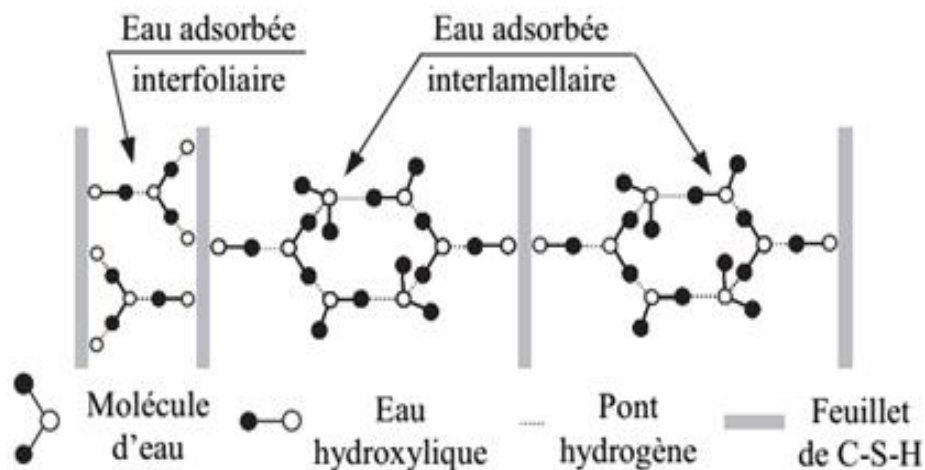


Figure 1.2: Récapitulatif simplifié des types d'eau dans la pâte de ciment, d'après Sierra, 1974 (repris par (Guenot-Delahie, 1997).

1.3 Evolution des propriétés du béton avec la température

L'élévation de la température du béton entraîne des transformations physico-chimiques et microstructurales qui vont conduire à un changement des propriétés physiques, mécaniques et

de transfert. Ce changement peut être attribué à trois facteurs : les changements physico-chimiques dans la pâte ciment, dans ses granulats, et l'incompatibilité thermique entre les deux premiers facteurs. D'autres facteurs, tels que la température, la vitesse de chauffage, la charge appliquée et les conditions d'humidité, jouent également un rôle dans la détérioration ou l'instabilité thermique des bétons (Khoury, 2000).

1.3.1 Instabilité thermique des bétons

1.3.1.1 Différentes formes d'instabilité thermique

En cas d'incendie dans les ouvrages (bâtiments, tunnels, ...), le béton peut présenter une instabilité thermique comme le montrent les rapports après les incendies du tunnel sous la Manche en 1996 et 2008 (Delga et al., 2010). L'instabilité thermique du béton peut se présenter sous diverses formes (Arupfire, 2005 ; Roufael et al., 2018) :

- **Eclatement explosif** : ce type d'éclatement se produit généralement pendant les trente premières minutes du feu ou d'un essai standard (et à une température supérieure à 100°C). Il est caractérisé par un détachement brutal de petits ou gros morceaux de béton, accompagné d'un bruit fort.
- **Eclatement de surface** : couramment appelé écaillage, l'éclatement de surface est caractérisé par le détachement de petits morceaux (jusqu'à 20 mm environ) du parement exposé au feu. Il est moins violent que l'éclatement explosif.
- **Eclatement de granulats** : cet éclatement est provoqué par la dilatation thermique des granulats proches de la surface du béton. Les principales causes de ce phénomène sont la transformation du quartz α en quartz β à 570°C (Schneider, 1981). Les dommages engendrés par l'éclatement de granulats ne sont que superficiels.
- **Eclatement d'angle** : il s'observe dans les stades avancés du feu lorsque le béton est affaibli et que les fissures se développent en raison des contraintes de traction le long des bords et coins de l'ouvrage.
- **Eclatement par détachement des granulats** : ce type d'instabilité est issu de la modification de la microstructure de la pâte de ciment avec la montée en température et aussi des fissures internes engendrées par la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment et les granulats.
- **Eclatement en phase de refroidissement** : il est non violent et sans bruit. Ce phénomène est causé par la présence de granulats calcaires et de la réhydratation de la chaux lors de la phase de refroidissement.

1.3.1.2 Facteurs favorisant l'instabilité thermique

Dans cette partie, plusieurs auteurs ont montré l'influence des paramètres tels que la teneur en eau, la nature des granulats, la densité, la perméabilité, les résistances, la vitesse de chauffage et la taille des éprouvettes pouvant favoriser à l'instabilité des bétons (**Diederichs et al., 1989 ; Jahren, 1989 ; Noumowé, 1995 ; Consolazio et al., 1997 ; Anderberg, 1997 ; Phan et al., 2001 ; Hertz, 2003 ; Li et al., 2004 ; Hager, 2004 ; Arupfire, 2005 ; Kanema, 2007 ; Robert et al., 2008 ; Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011**). Cependant, plusieurs paramètres peuvent influencer l'éclatement du béton. Une des causes principales de l'instabilité thermique du béton est la pression de vapeur dans les pores (**Phan et al., 2001**).

- **Teneur en eau** : elle joue un rôle principal dans la formation de pression de vapeur. Des travaux de recherche de (**Hertz, 2003 ; Robert et al., 2008**), montrent qu'une teneur en eau massique inférieure à 3-4% limiterait le risque d'éclatement. Li et al. (**Li et al., 2004**) ont montré, dans le cadre de travaux de l'influence de teneur en eau sur l'endommagement de BHP, une faible fissuration sur des échantillons de teneur en eau inférieure à 2,6%.
- **Propriétés physico-mécaniques du matériau (densité, perméabilité, résistances)** : Certains auteurs comme (**Consolazio et al., 1997 ; Anderberg, 1997 ; Phan et al., 2001 ; Kanema, 2007**) montrent qu'un BHP (béton à hautes performances) caractérisé par un faible rapport Eau/Liant est plus sensible à l'éclatement. La faible perméabilité du BHP rend difficile le transfert de fluide engendrant de fortes pressions de vapeur lors de la montée en température.
- **Vitesse de chauffage** : plus elle est élevée, plus le risque d'instabilité thermique du béton est important. L'échauffement rapide engendre de forts gradients thermiques d'où de fortes contraintes thermiques pouvant entraîner l'écaillage/ éclatement du béton. Des travaux de recherche de (**Romagnosi, 2021**) sur l'instabilité thermique du BHP ($R_C=63-67,4$ MPa) ont montré qu'à la vitesse de chauffage de $10^\circ\text{C}/\text{min}$, des éprouvettes cylindriques (11×22 cm) ont éclaté à une température de surface voisine de 450°C . A l'inverse, aucun éclatement n'a été observé à la vitesse de $1^\circ\text{C}/\text{min}$.
- **Taille des éprouvettes** : un effet d'échelle est remarqué sur le comportement de diverses sections d'éprouvettes de béton. Des tests de chauffage réalisés par (**Kanema, 2007**) sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 16×32 cm et 11×22 cm, ont montré plus d'éclatement avec les éprouvettes 16×32 cm. La mesure de la perte de masse des éprouvettes au cours du chauffage a conduit à un séchage plus rapide des

échantillons 11×22 cm. Cette perte de masse peut atténuer la pression de vapeur et limiter l'éclatement.

- **Nature des granulats** : le comportement des granulats est fortement lié à leur nature chimique et minéralogique. Les granulats siliceux présentent généralement un coefficient de dilatation thermique plus élevé que celui des granulats calcaires (Arupfire, 2005 ; Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011, Razafinjato, 2015 ; Roufael, 2018).

1.3.1.4 Mécanismes du phénomène d'écaillage et d'éclatement du béton

Plusieurs auteurs ont étudié ces mécanismes notamment (Schneider et al., 1982 ; Diederichs et al., 1989 ; Khoury, 1992 ; Khoury, 1995 ; Bazant et al., 1996 ; Consolazio et al., 1997 ; Kalifa et al., 2000). Il ressort que le phénomène d'éclatement peut être principalement attribué à deux processus à savoir : le processus thermomécanique et le processus thermo-hydrique.

- **Le processus thermomécanique** : il est lié à la température au sein du béton. Le gradient thermique crée une dilatation thermique, et lorsqu'elle est empêchée, elle génère des contraintes de compression parallèles à la face chauffée (Bazant et al., 1996). De plus, au cours du chauffage, les granulats se dilatent (Schneider et al., 1982 ; Khoury, 1992 ; Khoury, 1995 ; Bazant et al., 1996), tandis que la pâte de ciment se rétracte en raison de sa déshydratation (Diederichs et al., 1989). La pâte de ciment est ainsi soumise à des contraintes de traction et les granulats, à des contraintes de compression. Lorsque les contraintes thermiques sont importantes, le phénomène d'écaillage peut se produire (Consolazio et al., 1997 ; Kalifa et al., 2000).
- **Le processus thermo-hydrique** : il est associé au transfert de masse qui engendre de fortes pressions de vapeur dans le réseau poreux. La figure 1.3 montre le mécanisme d'éclatement (Consolazio et al., 1997) lié à la pression de vapeur. Lorsque le béton est exposé à une haute température, l'eau qui se trouve dans les pores sous forme libre ou liée commence à s'évaporer. Une partie de cette eau vaporisée s'évacue vers la surface chauffée et une autre partie migre vers les zones froides à l'intérieur puis se condense. Une accumulation de l'eau liquide dans les pores aux zones froides crée un bouchon saturé qui gêne la migration de l'eau vaporisée. Le bouchon saturé provoque une élévation de la pression interne des pores du côté le plus chaud. Ces pressions de vapeur associées aux fortes contraintes thermiques aboutissent à l'apparition du phénomène d'instabilité thermique. Dans le cas de béton de forte densité et de faible perméabilité, l'augmentation de pression pourrait engendrer l'éclatement.

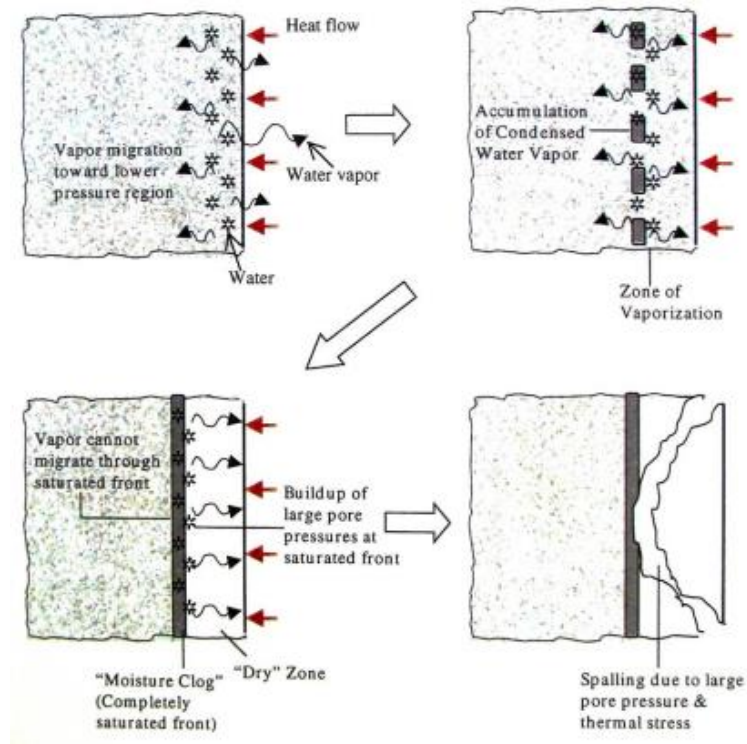


Figure 1.3: Illustration du mécanisme d'éclatement (Consolazio et al., 1997)

Globalement, on note que deux processus peuvent expliquer l'instabilité thermique. Le processus thermo-hydrrique qui lie l'instabilité thermique, à la formation de fortes pressions de vapeur et le processus thermomécanique pour lequel l'instabilité est due aux importantes contraintes de compression parallèles à la surface chauffée. L'instabilité thermique est donc la somme des processus thermiques, mécaniques et hydriques couplés et éventuellement d'un grand nombre de paramètres et phénomènes à l'échelle macroscopique, méso-scopique et microscopique du matériau.

1.3.2 Comportement à haute température des granulats

Les granulats représentent environ 60 à 75% du volume du béton et constituent son squelette. En principe inertes dans le béton à la température ambiante, les granulats ont un comportement différent aux températures élevées. L'élévation en température modifie la structure des minéraux qui la constituent. Les granulats les plus utilisés pour les ouvrages en béton au Cameroun sont les granulats d'origine métamorphiques (gneissiques) et volcaniques (basaltiques). Soumis à des températures élevées, ces deux types de granulats présentent des comportements différents compte tenu de leur nature minéralogique.

En effet, Schneider montre que les granulats siliceux sont constitués majoritairement de minéraux tels que le quartz, la calcédoine, l'opale (Schneider, 1981). Il montre en particulier que le quartz présent dans ces granulats siliceux est sous forme cristalline (Tétraédrique) qui, à

partir d'une température de 575 °C, subit une légère rotation des liaisons pour former une structure cristalline de symétrie hexagonale. Cette variation de structure cristalline du quartz dans les granulats peut provoquer un endommagement dans le béton (**Schneider, 1981**). Par suite, ce changement de phase vitreuse du quartz α en quartz β est accompagné d'un changement de volume de 1% à 5,7%.

Des études ont montré l'instabilité thermique de certains granulats siliceux (silex). Ceux-ci explosent en de multiples fragments à des températures comprises entre 110°C et 165°C (**Mindeguia, 2009**) lorsque la température cible de 200°C pendant 45 minutes était atteinte ou entre 150°C et 450°C (**Xing, 2011**) pour une vitesse de chauffage de 1 °C/min. Le caractère instable de ces granulats à faible température peut être attribué à l'existence d'eau localisée dans les micropores ou d'eau venant de la déshydroxylation des groupes silanols du quartz cryptocristallin dont sont majoritairement composés les silex. Due au fait de la perméabilité faible des granulats de type silex, les pressions de vapeur augmentent jusqu'à conduire à l'éclatement brutal de ces granulats.

Concernant les granulats calcaires, le phénomène observé est différent. Les granulats calcaires ont un comportement thermique stable jusqu'à une température de 600°C (**Xing, 2011 ; Razafinjato, 2015**). Au-delà de cette température, la calcite (CaCO_3) se décompose en donnant du dioxyde de carbone (CO_2) et du monoxyde de calcium (CaO). Le CaO ainsi formé peut, pendant le refroidissement, interagir avec l'humidité de l'air et former de la Portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ qui a un volume supérieur à celui du granulat initial. La formation de cette nouvelle Portlandite entraîne un accroissement de fissures dans des granulats (**Xing, 2011**). De plus, il montre qu'à 450°C tous les types de granulats silex sont fissurés (figure 1.4). Niry (**Niry, 2012**) montre que la transformation α - β du quartz à 573°C influe sur le coefficient de dilatation thermique du granulat calcaire et est d'autant plus marquée pour le silex. Les granulats calcaires à 750 °C (**Xing, 2011 ; Razafinjato, 2015**) sont fissurés et deviennent blancs (figure 1.5 et 1.6).

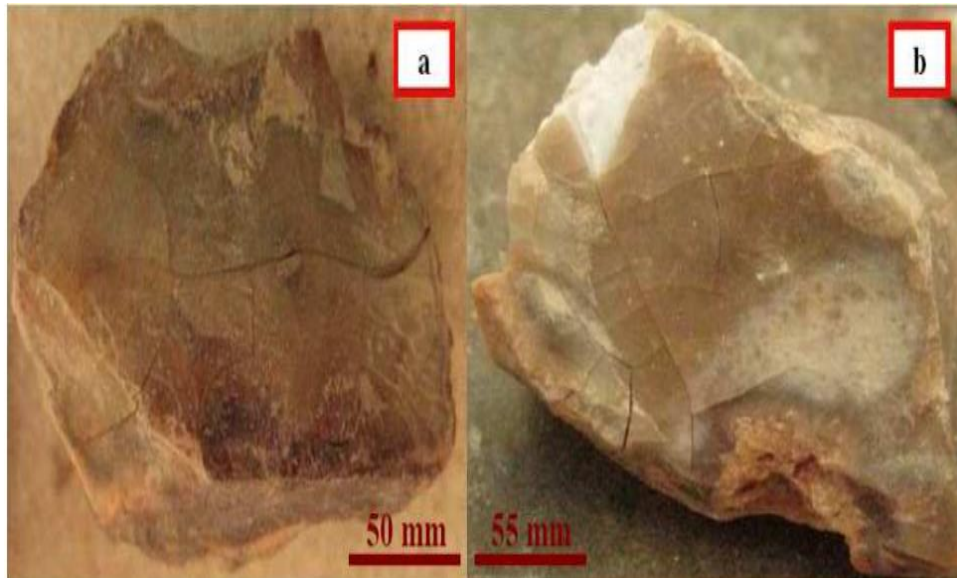


Figure 1.4: Observation de la fissuration à l'œil nu ; a) et b) sont des silex marron (Xing, 2011)

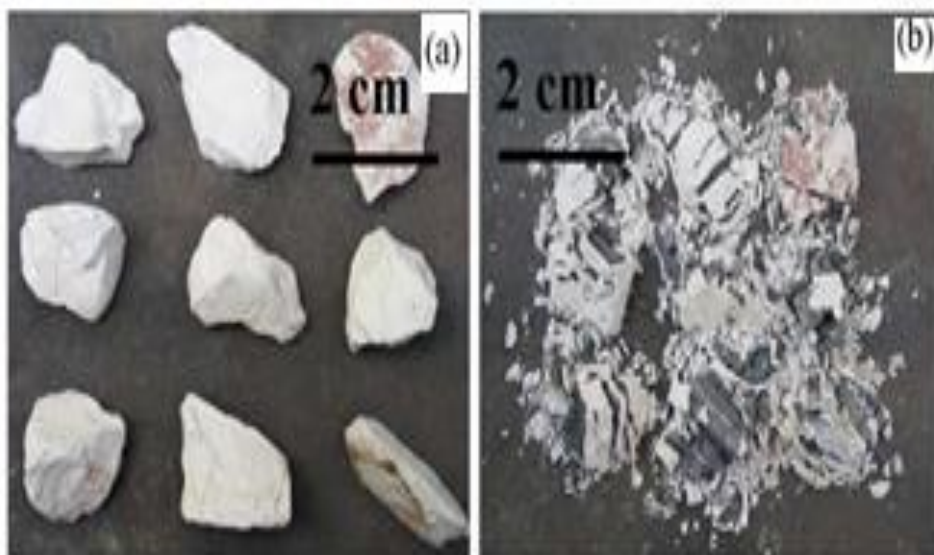


Figure 1.5: Comparaison des granulats calcaires avant et après la transformation de CaO en portlandite après le chauffage à 750 °C, a) Immédiatement après le cycle de chauffage-refroidissement de 750 °C, b) trois jours après le cycle de chauffage-refroidissement à 750 °C (Xing,2011)

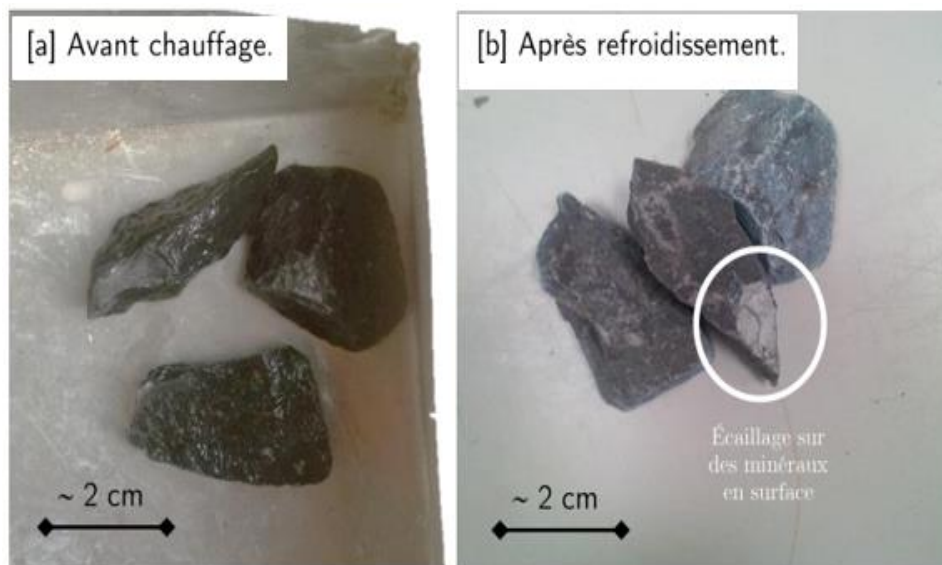


Figure 1.6: Etat des granulats de calcaire noir avant et après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C (Razafinjato, 2015).

1.3.3 Evolution de la matrice cimentaire

L'eau joue un rôle prépondérant dans le comportement de la matrice cimentaire. Sous l'effet de la température, elle se dilate puis s'évapore en entraînant une déshydratation des hydrates formés. Globalement, les principales transformations de la matrice cimentaire décrite par (Schneider, 1981 ; Noumowé, 1995 ; Alonso *et al.*, 2004 ; Castellote *et al.*, 2004 ; Toumi, 2010) avec une élévation en température sont les suivantes :

- 20°C – 120°C (150°C) : départ de l'eau libre et d'une partie de l'eau liée (Alarcon-Ruiz, 2005). Noumowé (Noumowé, 1995) observe que l'eau libre est absolument évacuée à la température de 120°C. Castellote (Castellote, 2004) constate une décomposition de l'ettringite et son évacuation complète de la pâte de ciment avant la température de 100°C.
- 120°C (150°C) -300°C : une double réaction endothermique de décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ est observée. Les débuts de destruction du C-S-H sont remarqués avant la température de 100°C et se poursuivent jusqu'à la température de 300°C, (Noumowé, 1995 ; Castellote *et al.*, 2004 ; Alonso, 2004).
- 450°C – 550°C : décomposition de la Portlandite. Elle s'effectue en libérant de l'eau (Noumowé, 1995 ; Alarcon-Ruiz, 2005) suivant l'équation : $\text{C}_a(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$.

- 600°C – 700°C : c'est la seconde étape de la déshydratation des C-S-H. Elle s'accompagne d'une évacuation des molécules d'eau et de la naissance d'une nouvelle forme de silicates bicalciques (**Noumowé, 1995**).
- Au-delà de 750°C : décomposition du carbonate de calcium accompagnée d'un dégagement de chaleur et d'un dégagement de dioxyde de carbone, selon l'équation suivante : $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ (équation 1), (**Alonso, 2004**).
- A partir de 1300°C : c'est la fusion de la pâte de ciment et celui des granulats, avec évacuation des sulfates et évaporation des alcalins (**Schneider, 1981**).

Lors la phase de refroidissement, Alonso et Fernandez (**Alonso et al., 2004**) ont observé un processus de réhydratation des silicates qui s'accompagne de la naissance de nouveaux gels de C-S-H. De plus, une nouvelle formation de la portlandite est observée (figure 1.7).

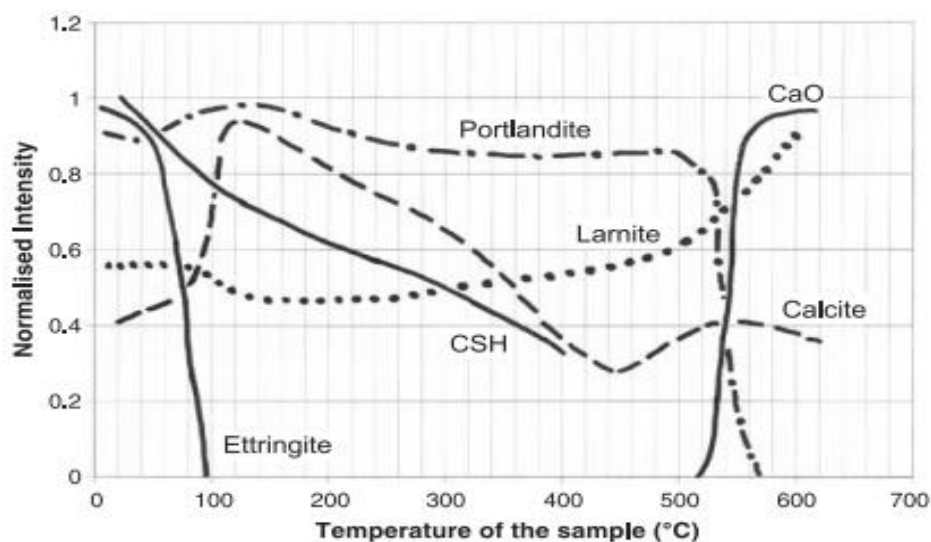


Figure 1.7: Evolution des composants du ciment sous chauffage (Castellote, 2004)

1.3.4 Dilatation thermique

Dans cette partie, on note que plusieurs auteurs ont investigué ce paramètre sur les bétons, les granulats et la pâte de ciment en particulier (**Bazant et al., 1996 ; Hager 2004 ; Castellote, 2004 ; Mindeguia, 2009 ; Roufael et al., 2018**). Les granulats ont un comportement différent. La nature minéralogique influence significativement l'expansion thermique des granulats. Sur la figure 1.8, on observe que le coefficient de dilatation thermique du béton dépend d'une part essentiellement de la dilatation thermique des granulats utilisés et d'autre part, il dépend aussi de la nature minéralogique des roches notamment de leur teneur en silice. 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)

(Mindeguia, 2009). Certains auteurs ont démontré que les bétons de granulats légers présentent à partir de 400°C une plus faible dilatation thermique témoignant ainsi une bonne compatibilité de déformation entre la pâte et les granulats (Roufael, 2018).

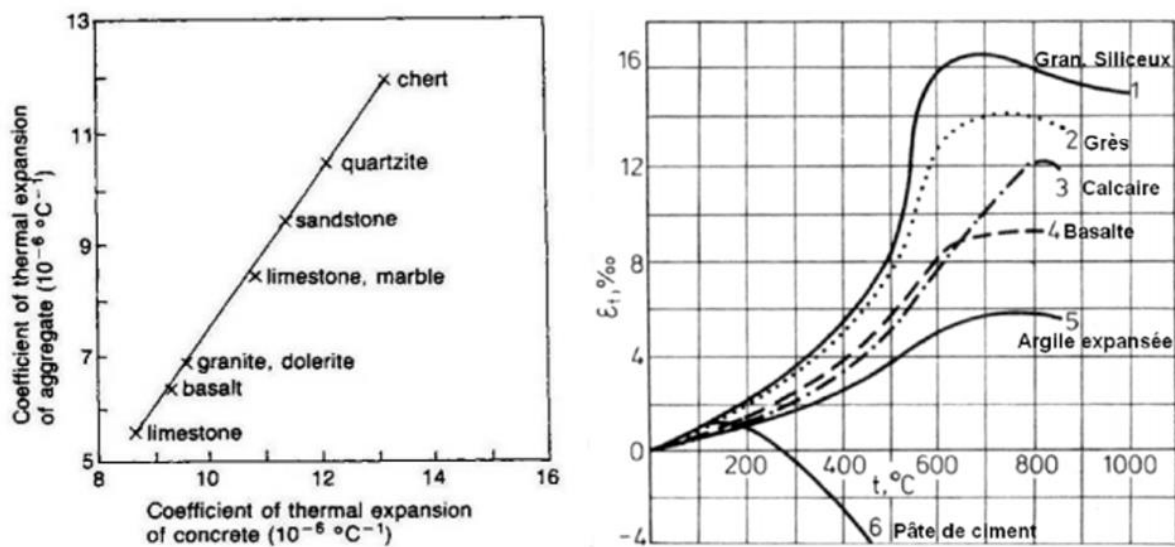


Figure 1.8: Relation entre coefficient de dilatation thermique et celui des granulats à température ambiante à gauche (limestone = calcaire, basalt = basalte, marble = marbre, sandstone = grès et chert = chailles, roche calcaire contenant des traces de silex) et Déformations thermiques de bétons formulés avec les granulats à droite (Piasta, 1986 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004)

Une différence notable est observée sur la figure 1.8 qui montre que les résultats du coefficient de dilatation thermique des granulats de basalte est inférieur à celui des bétons de basalte. De plus, le coefficient de dilatation thermique des granulats de basalte est supérieur à celui des granulats de calcaire et inférieur à ceux des granulats de granite (Piasta, 1989 ; Bazant et al, 1996 ; Hager, 2004).

La déformation thermique libre du béton dépend de sa composition, de la nature des granulats et des différentes transformations physico-chimiques, qui ont lieu durant le chauffage. Pendant le chauffage, certains auteurs constatent que la pâte de ciment évolue en deux phases : une phase d'expansion suivie d'une phase de retrait. Menou (Menou, 2004) et Hager (Hager, 2004) observent que la dilatation de la pâte de ciment se produit entre les températures 20°C et 150°C. Ils attribuent cette dilatation de la pâte de ciment aux réactions cinétiques moléculaires qui s'additionnent à la pression créée par une diminution superficielle de la quantité d'eau lors de l'élévation de la température (Menou, 2004). Au-delà de la température de 150°C, ils remarquent que la pâte de ciment présente un retrait important lié au départ de l'eau dans le matériau (Piasta, 1989 ; Menou, 2004).

Piasta (**Piasta, 1989**) effectue une comparaison des déformations thermiques de bétons formulés avec différents granulats (figure 1.8). Il constate que le coefficient de dilatation thermique du béton dépend de celui des granulats. De plus, il montre que la déformation du béton se distingue par une expansion volumique non linéaire qui est fonction de la température. Castellote (**Castellote, 2004**) conclut que l'évolution contraire des granulats et de la pâte de ciment entraîne une incompatibilité de déformation à l'interface pâte-granat ; et engendre des contraintes de traction au niveau de la pâte de ciment et des contraintes de compression au sein des granulats (figure 1.9).

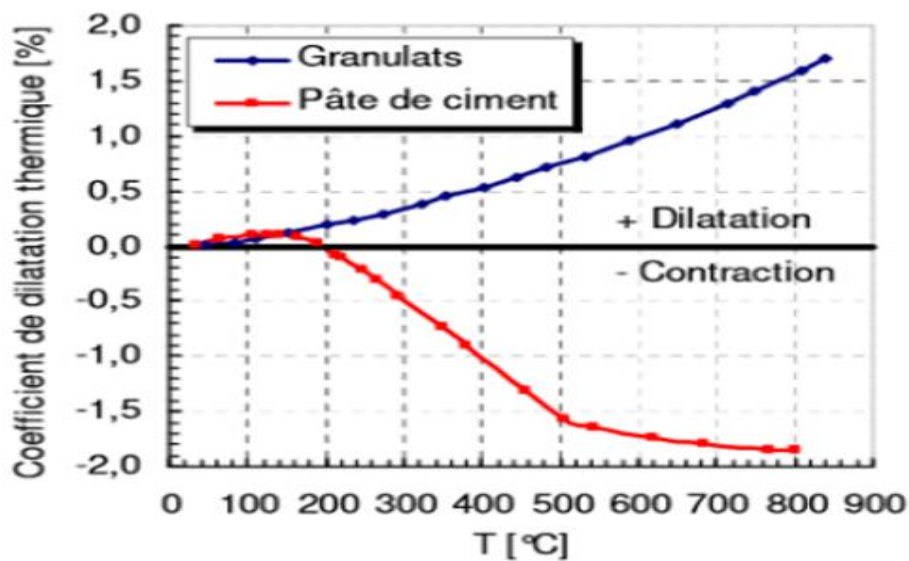


Figure 1.9: Evolution du coefficient de dilatation thermique apparent de la pâte de ciment et des granulats en fonction de la température à gauche (Castellote, 2004).

En outre, certains auteurs (**Mindeguia, 2009 ; Roufael, 2018**) montrent que tous les bétons présentent des coefficients de dilatation thermique quasi linéaires jusqu'à la température de 530°C – 570°C (figure 1.10 et 1.11). Razafinjato (**Razafinjato, 2012**) montre qu'un granulat siliceux monophasé se dilate plus qu'un granulat polyphasé : 2,6 % pour le silex et 1,3 % pour le granite à la température de 750°C. Au-delà de ces températures, la dilatation thermique des bétons présente une accélération pouvant correspondre à la transformation du quartz (qui s'accompagne d'un gonflement du minéral) potentiellement présent dans les sables (**Mindeguia, 2009**) et qui se traduit par un pic au niveau du coefficient de dilatation thermique (**Roufael, 2018**).

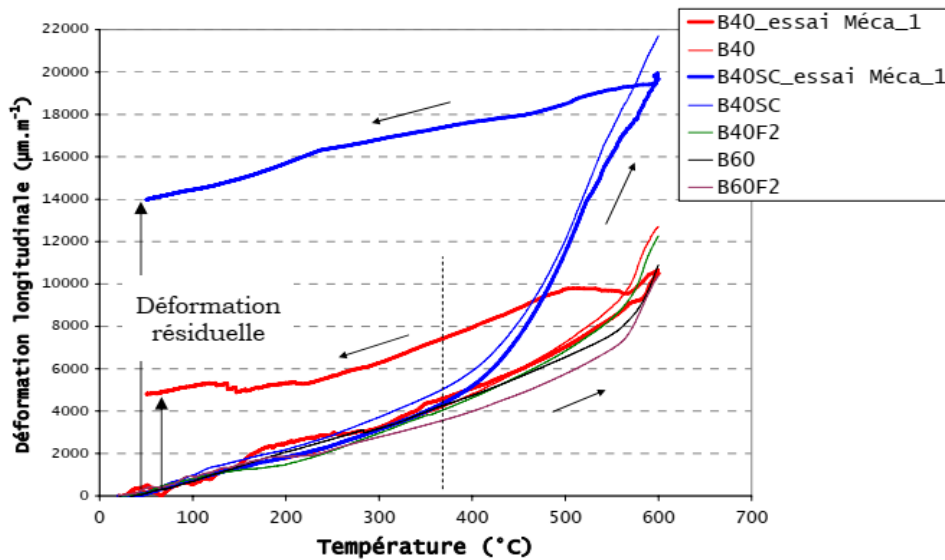


Figure 1.10: Courbes de déformation thermique libre dans la direction longitudinale des bétons de l'étude. La phase de refroidissement a été enregistrée pour le B40 et le B40SC (Mindeguia, 2009)

B40 = béton ordinaire à base de sable alluvionnaire et gravillons calcaire de 40 MPa de résistance mécanique, B40SC = béton ordinaire à base de granulats silico-calcaire, B40 F1= béton ordinaire avec ajout de 1 kg de fibre de polypropylène mono filament.

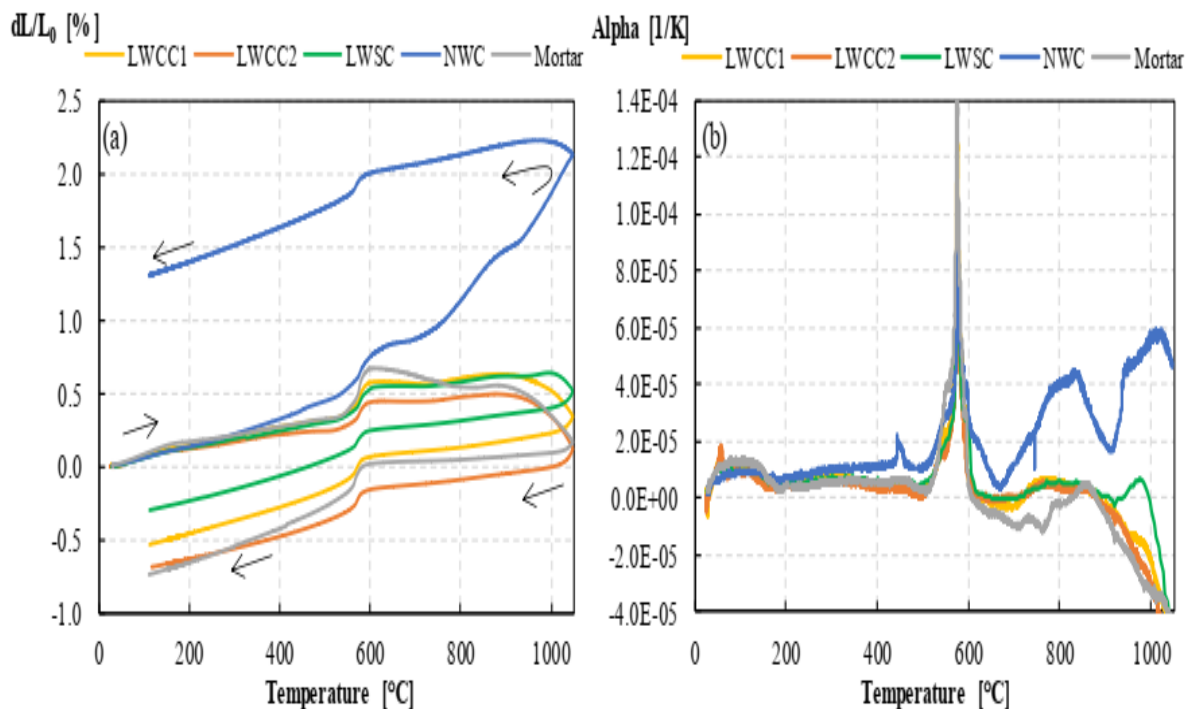


Figure 1.11: Evolution de la déformation thermique (a) et du coefficient de dilatation thermique (b) des bétons, des mortiers à base de granulats légers (Roufael, 2018)

LWSC = béton avec du schiste expansé, LWCC1 et LWCC2 = béton avec des gravillons d'argiles expansés 4/10 et 4/8 ; NWC = béton de référence à base de gravillon de calcaire noir.

1.3.5 Evolution de l'interface pâte-granulats

L'auréole de transition est considérée comme étant l'interface entre les granulats et la pâte de ciment. Elle est la zone la plus poreuse, la mieux cristallisée et parfois moins résistante que la matrice cimentaire. Lorsque le béton est soumis à une certaine contrainte, les fissures commencent à se développer dans cette zone de transition. Cette interface a une épaisseur qui croît avec la taille des granulats et le rapport E/C, mais est toujours inférieure à 50 μm (Silva et al., 2001).

Diamond et Roufael (Diamond, 1986 ; Roufael, 2018) décrivent cette zone de transition comme une structure complexe, présentée dans la figure 1.12 et 1.13. Il y a une première couche, au contact du granulat, très compacte et composée des cristaux de portlandite qui sont dirigés perpendiculairement aux granulats. Pour la deuxième couche, elle est caractérisée par une épaisseur 0,5 μm et elle est composée de feuillets de C-S-H. Au-delà de cette couche de $\text{Ca}(\text{OH})_2$, une transformation dans la zone où la porosité est forte avec des grains de grande taille (faible cohésion) et donc une résistance mécanique plus faible que la matrice.

Cette zone est constituée par des fibres de C-S-H, d'aiguilles d'ettringite, et de plaquettes de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ orientées perpendiculairement à la surface du granulat. Les études ont démontré que la zone d'interface est riche en particules plus fines de ciment (Neville, 1993 ; Ke et al, 2014).

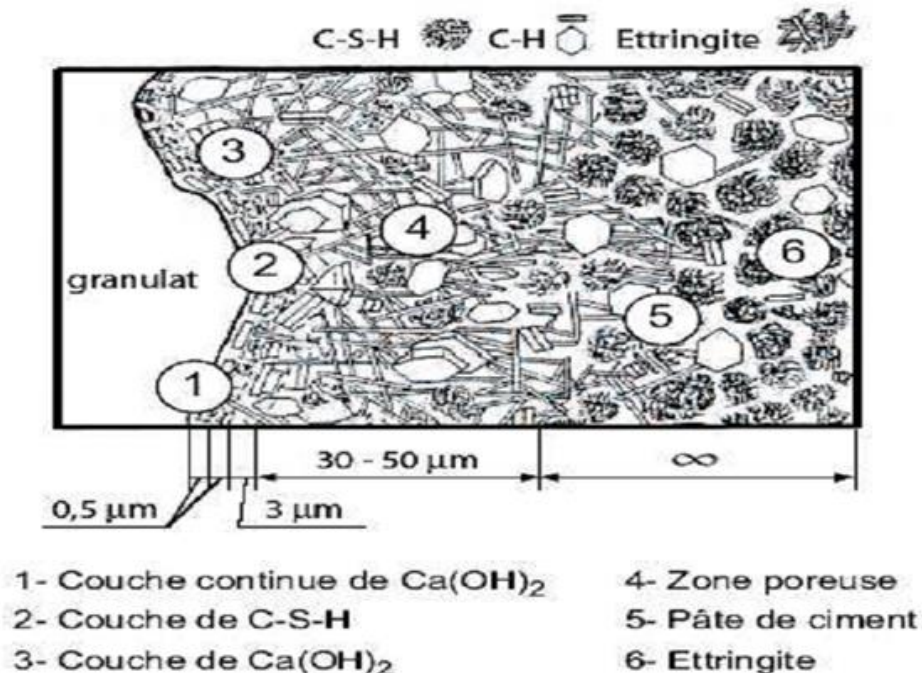


Figure 1.12: Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un Béton Ordinaire (Diamond, 1986).

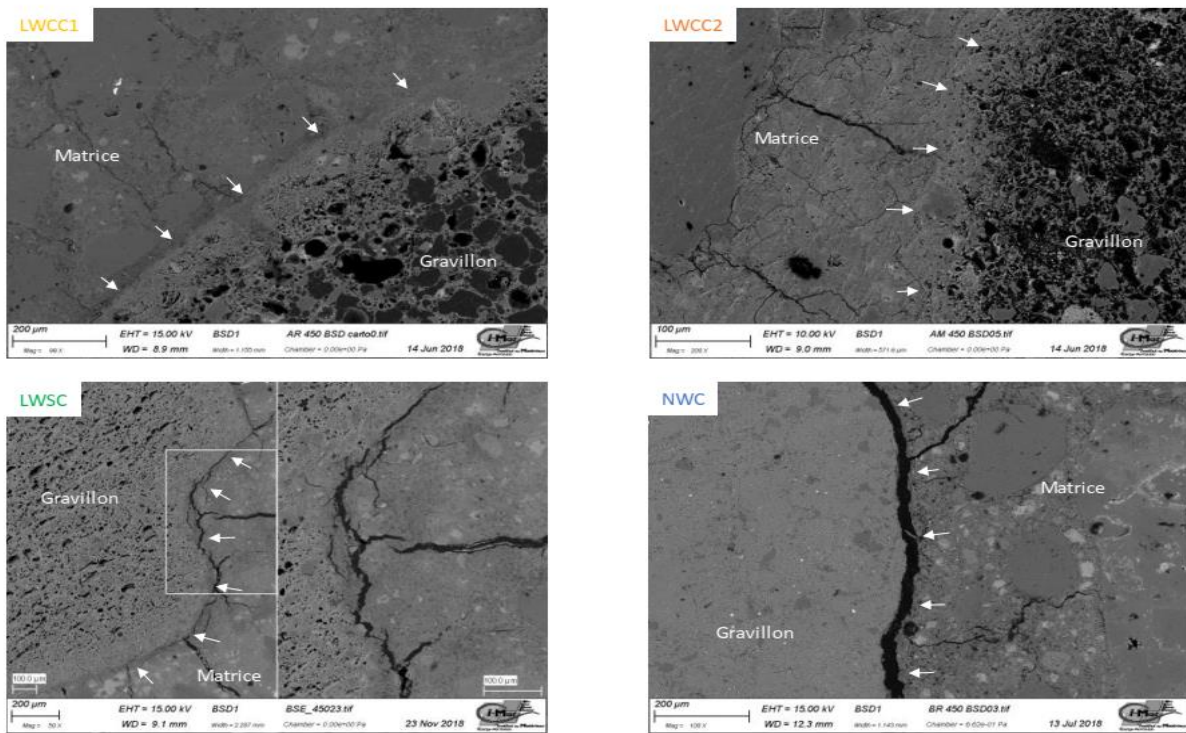


Figure 1.13: Image MEB (mode rétro diffusé) de l'interface pâte granulat des bétons chauffés à 450 °C (Roufael, 2018).

LWSC = béton de granulat léger avec du schiste expansé, LWCC1 et LWCC2 = béton avec des gravillons légers d'argiles expansés 4/10 et 4/8 ; NWC = béton de référence à base de gravillon léger de calcaire noir.

La qualité de l'interface pâte-granulat dépend également de la nature des granulats. Pour les granulats calcaires (réactifs et très poreux) ; compte tenu des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps et l'augmentation des forces d'adhésion, l'interface pâte-granulat est faiblement poreuse et sa résistance mécanique est élevée. Les granulats siliceux (peu poreux) forment, avec la pâte de ciment, une interface fortement poreuse et moins résistante que la pâte de ciment. Par ailleurs, les liaisons entre la pâte de ciment et les granulats concassés sont plus rigides qu'avec des granulats roulés à la température ambiante (**Diamond, 1986**). Roufael et al. (**Roufael et al., 2018**) ont constaté que l'interface pâte-granulat est plus dégradée à 450°C pour le béton de référence (à base de gravillons de calcaire noir et un rapport E/C constant de 0,45) que pour les bétons légers (figure 1.13).

1.3.6 Evolution des propriétés physiques

Les phénomènes engendrés par la variation de température ont des conséquences sur les propriétés physiques du béton (perte de masse, porosité, perméabilité, densité, coefficient de dilatation thermique etc...).

1.3.6.1 Perte de masse

Par définition, la perte de masse résiduelle consiste à déterminer la perte de matière subie par des éprouvettes lors du chauffage par rapport à leur état initial (état avant le chauffage).

Au cours d'une élévation de la température, les différentes catégories d'eau présentes dans le béton (liée dans les hydrates, adsorbée à la surface des éléments solides et libre dans les pores) sont successivement éliminées en fonction de leur énergie de liaison.

De nombreux travaux menés sur l'évaluation de la perte de masse avec la température ont été réalisés par certains auteurs (Noumowé *et al.*, 1995 ; Khoury, 2003 ; Kanema *et al.*, 2005 ; Pliya, 2010 ; Arioiz, 2007 ; Yaragal, 2010 ; Xing, 2011 ; Nguyen, 2013 ; Hachemi *et al.*, 2017 ; Roufael *et al.*, 2018 ; Tchappa *et al.*, 2019).

La figure 1.14 présente les courbes de la perte de masse mesurée

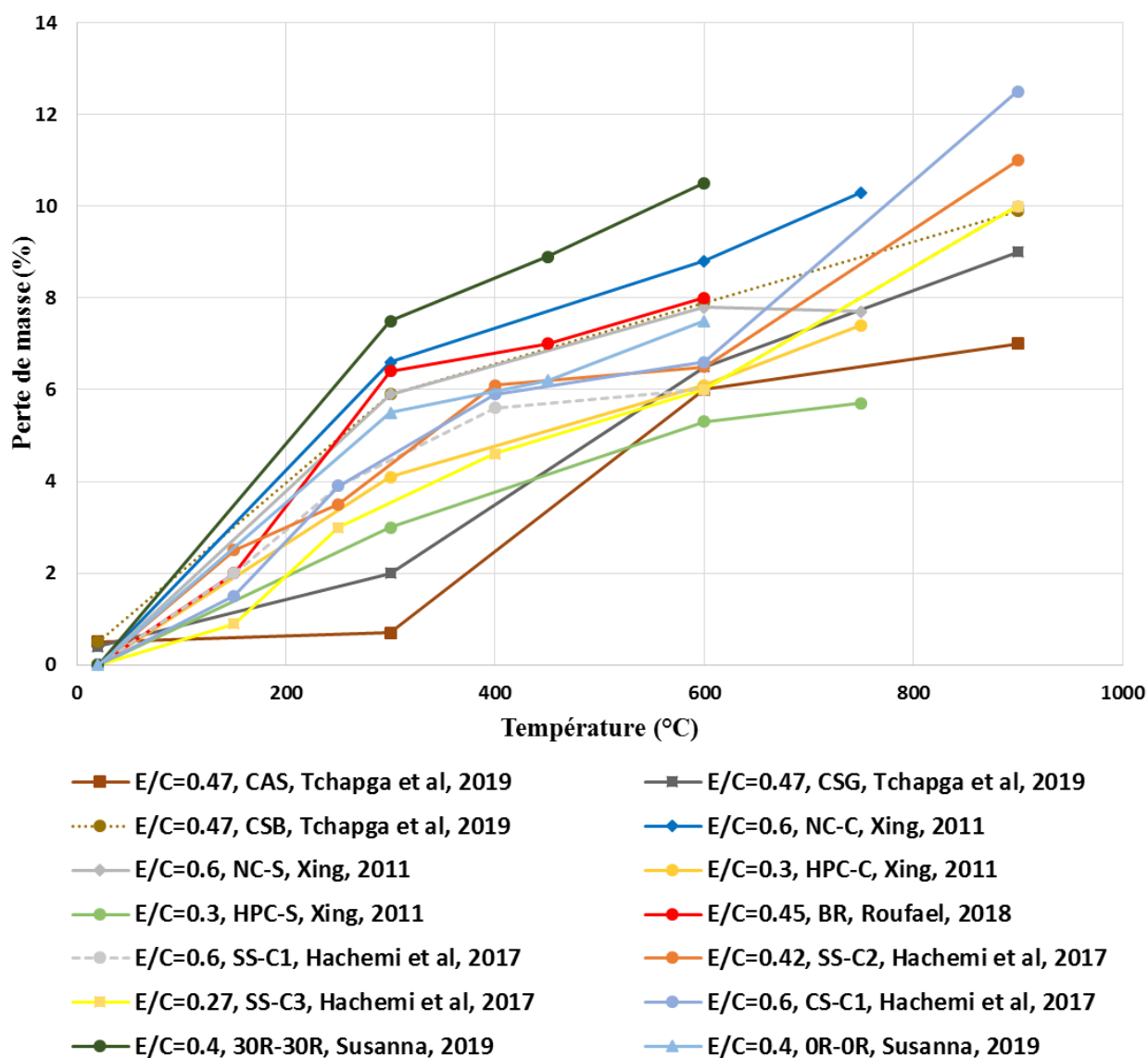


Figure 1.14: Perte de masse des bétons après différents cycles de chauffage- refroidissement.

SS-C = béton contenant le sable siliceux, CS-C = béton contenant le sable calcaire, 30R-30R = béton recyclé à base de sable naturel; NC-C = béton normal à base de granulats calcaire, NC-S = béton normal à base de granulats siliceux, HPC = béton à hautes performances, BR = béton de référence à base de granulats légers silico-calcaire, CSB = béton à base de sable de basalte et granulats de gneiss, CSG = béton à base des granulats de gneiss et CAS = béton à base de sable alluvionnaire).

Les courbes présentées sur la figure 1.14 montrent de façon générale que la cinétique de la perte de masse augmente brusquement de la température ambiante jusqu'à la température de 150°C. Elle est due au départ de l'eau libre constaté par les travaux (Xing, 2011 ; Hachemi et al., 2017 ; Roufael et al., 2018 ; Tchapgga et al., 2019 ; Susanna, 2019). Entre 150°C et 300°C, elle continue à augmenter et correspond au départ de l'eau liée chimiquement. De la température de 300°C jusqu'à 600°C, la perte de masse peut être considérée comme la fin de la migration d'eau évaporable (Hager, 2004). A partir de cette température, la vitesse de la perte de masse est modérée. De plus, la perte de la masse continue d'augmenter à cause de la décomposition de la Portlandite et de la seconde phase de déshydratation du gel de C-S-H (Xing, 2011 ; Hachemi et al., 2017 ; Susanna, 2019 ; Tchapgga et al., 2019). Ces résultats sont en accord avec les travaux de plusieurs auteurs (Noumowe et al., 1995 ; Hager, 2004) sur la dégradation des bétons ordinaires et de haute performance.

1.3.6.2 Porosité

Après le traitement thermique à haute température, les changements qui s'opèrent sur la porosité sont généralement liés à l'expansion thermique, au changement du réseau des microfissures et à l'endommagement de la structure rocheuse et de la matrice cimentaire comme souligné plus haut. La mesure de la porosité à l'eau des bétons chauffés a fait l'objet de plusieurs études. Les résultats ont montré une augmentation de la porosité avec la température pour le béton ordinaire ou le béton à hautes performances (Pliya, 2010 ; Mindeguia, 2009 ; Hager 2004, Kalifa et al., 2001, Noumowé 1995). Les résultats des travaux menés par certains auteurs (Chan et al., 1996 ; Tsimbrovska, 1997 ; Alarcon-Ruiz et al., 2002 ; Alonso et al., 2003 ; Noumowé, 2003 ; Hager, 2004 ; Fares, 2009 ; Mindeguia, 2009 ; Pliya, 2010 ; Hachemi et al., 2017 ; Tchapgga et al., 2019) révèlent que la porosité totale du béton augmente avec la température. La figure 1.15 présente les résultats de différents auteurs.

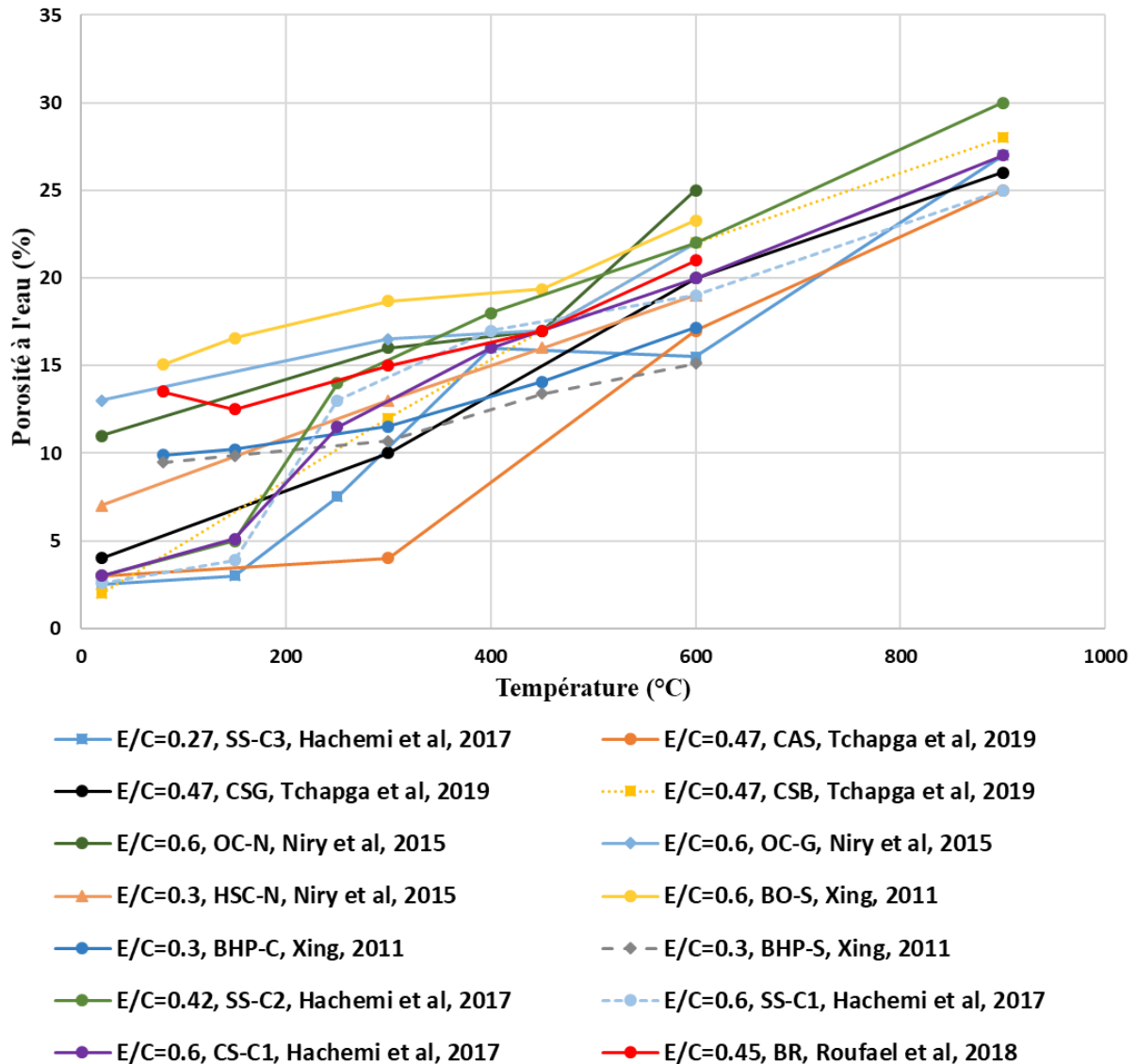


Figure 1.15: Evolution de la porosité en fonction de la température

SS-C = béton contenant le sable siliceux, CS-C = béton contenant le sable calcaire, BO-S = béton ordinaire à base de granulat siliceux, BHP-C = béton à hautes performances à base de granulat calcaire, BHP-S = béton à hautes performances à base de granulat siliceux, BR = béton de référence à base de granulat léger silico-calcaire, CSB = béton à base de sable de basalte et granulat de gneiss, CSG = béton à base de granulat de gneiss, CAS = béton à base de sable alluvionnaire, OC-N = béton ordinaire à base de granulat de calcaire noir, OC-G = béton ordinaire à base de granulat de granite siliceux et HSC-N = béton à hautes performances.

Les auteurs observent une faible variation de la porosité totale de la température ambiante à 150°C. Cette faible augmentation est attribuée au départ de l'eau libre et ne montre pas une modification de la microstructure du matériau (Xing, 2011 ; Nirry et al., 2015 ; Hachemi et al., 2017 ; Roufael et al., 2018 ; Tchapgga et al., 2019) (figure 1.15). Hachemi et al. (Hachemi et al., 2017) montrent que la porosité totale des bétons de sable siliceux (SS) chauffés à 150°C à

une vitesse de 3 °C/min avec un palier d'une heure est très proche de celle des bétons de sable calcaire (CS). Elle varie de 3,7% à 4,7 % pour les bétons de sable siliceux (SS) et de 4,5% à 5,3 % pour les bétons de sable calcaire (CS).

A partir de 150°C, l'augmentation de la porosité est plus visible du fait de l'apparition de microfissures. Certains auteurs montrent que l'apparition des microfissures a pour origine la déshydratation de la pâte de ciment (**Alonso et al., 2003, Xing, 2011 ; Niry et al., 2015 ; Hachemi et al., 2017 ; Tchappa et al., 2019**) et l'incompatibilité de déformation entre les granulats et la pâte de ciment.

Entre 300 et 400°C, il est observé une légère augmentation de la porosité. Cette augmentation peut être liée à la création de fissures dans les gravillons donnant accès à de nouvelles fissures dans le béton. Cela peut être également lié au taux de silice et de quartz qui se dilatent et créent des fissures radiales dans la matrice (**Xing, 2011 ; Niry et al., 2015 ; Hachemi et al., 2017 ; Tchappa et al., 2019**). Hager et al (**Hager et al., 2016**) ont également étudié l'influence des granulats de basalte, de granite, de dolomite et des sables de rivière sur le comportement à haute température des bétons à hautes performances lorsque la vitesse appliquée était de 0,5°C/min et un palier de trois heures. Ils montrent que l'augmentation de la porosité jusqu'à 400 °C est due au processus de déshydratation qui se produit dans le gel de C-S-H et réduit son volume, ce qui augmente la porosité de la matrice de ciment. Cette transformation crée un espace vide supplémentaire dans les bétons chauffés (**Fares et al., 2009**).

Hachemi et al. (**Hachemi et al., 2017**) ont montré que la porosité des bétons de sable calcaire (CS) a continué à augmenter entre 400 et 600°C, tandis que celle des bétons de sable siliceux (SS) a diminué. L'augmentation a été beaucoup plus modérée pour les bétons de sable siliceux (SS). Ils démontrent aussi en comparant l'évolution de la porosité des différents bétons que la courbe de la porosité des bétons de sable calcaire (CS) est légèrement au-dessus de celle des bétons de sable siliceux (SS) entre 600°C et 900°C (**Hachemi et al., 2017**).

1.3.6.3 Perméabilité

Certains résultats des travaux expérimentaux (**Andrade, 2003 ; Kanema, 2005 ; Choinska, 2006 ; Noumowe, 2009 ; Fares, 2009 ; Mindeguia, 2012 ; Haniche, 2011 ; Nguyen, 2013 ; Roufael, 2018**) ont montré que la perméabilité du béton subit un accroissement significatif quand la température dépasse 100°C. La figure 1.16 présente la variation de la perméabilité intrinsèque résiduelle du béton en fonction de la température.

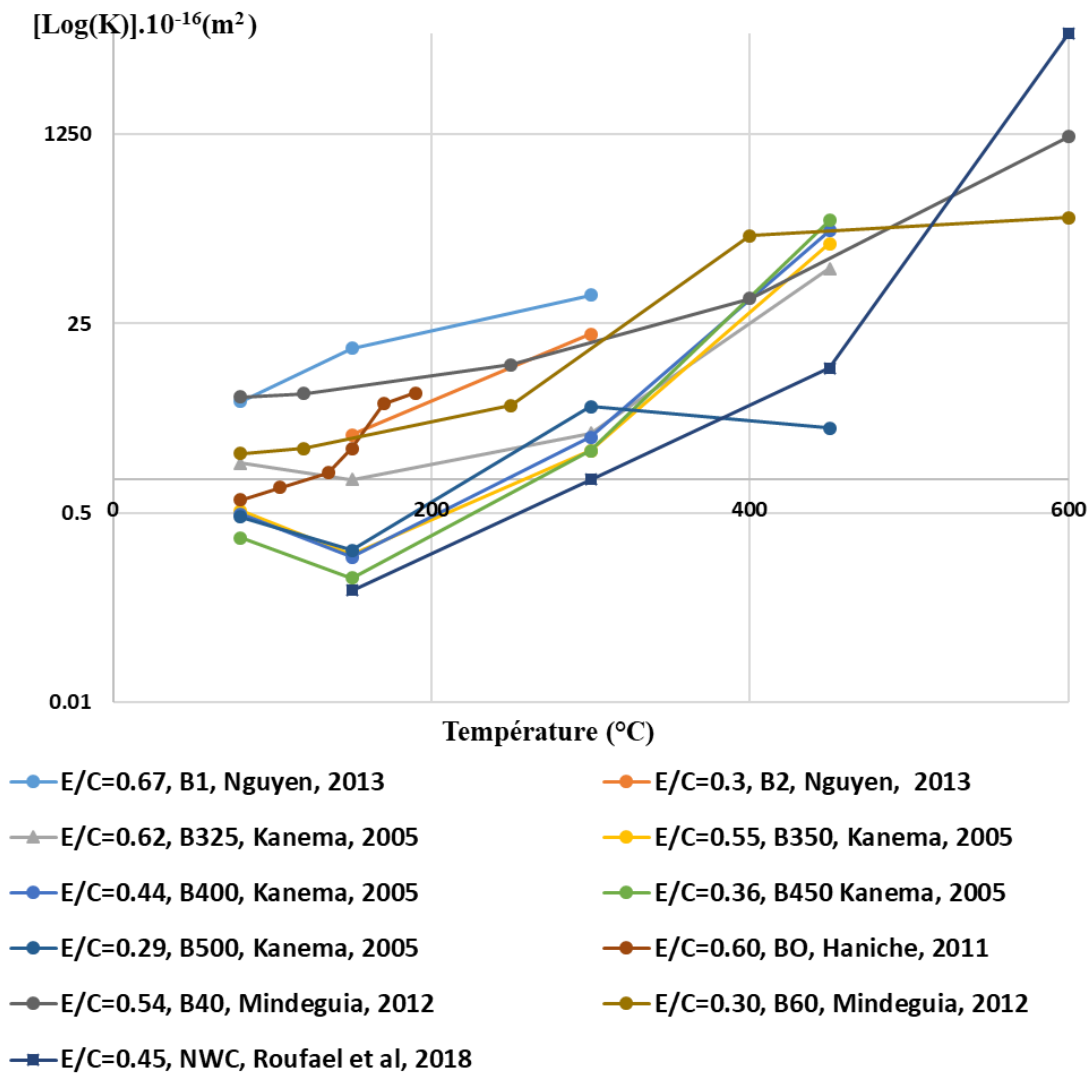


Figure 1.16: Evolution de la perméabilité intrinsèque (K) résiduelle des bétons en fonction de la température.

BO = Béton ordinaire de sable alluvionnaire recomposé ; B1 = béton ordinaire, B40 = béton ordinaire de gravillon calcaire et sable alluvionnaire avec une résistance de 40 MPa, NWC = béton léger de granulats calcaire noir, B325 = béton ordinaire avec des granulats siliceux dosé à 325 kg/m³ de ciment.

On observe que la perméabilité des bétons a tendance à diminuer entre la température ambiante et 150°C, puis à augmenter de manière exponentielle pour des températures supérieures à 150°C. La baisse de perméabilité intrinsèque résiduelle entre la température ambiante et 150°C est attribuée à la présence d'eau sous forme liquide dans les pores (Kanema, 2005 ; Haniche, 2011 ; Mindeguia, 2012 ; Nguyen, 2013 ; Roufael, 2018). Nguyen (Nguyen, 2013) observe qu'une longue durée de chauffage a une influence sur la perméabilité. Il a appliqué une vitesse de chauffage de 0,5°C/min et un palier suffisamment long pour atteindre une stabilité de masse

des éprouvettes de béton testées. Kanema (**Kanema, 2005**), quant à lui, a appliqué plutôt une vitesse de chauffage de 1°C/min avec un palier d'une heure. Par suite, l'augmentation de la perméabilité constatée entre 150°C et 300°C est attribuée à un élargissement des pores capillaires tandis que celle observée entre 300°C et 450°C est attribuée à une détérioration de la pâte de ciment et des granulats et par la naissance et le développement de fissures (**Kanema, 2005 ; Mindeguia, 2012 ; Nguyen, 2013**). A 600°C, Roufael (**Roufael, 2018**) constate que la perméabilité des bétons NWC est plus importante que celle des bétons légers et attribue cela à la naissance de nouveaux pores accessibles qui seraient plutôt des pores intra granulaires ne participant pas aux processus de transfert.

1.3.7 Evolution des propriétés mécaniques du béton

Le matériau béton est très utilisé dans les constructions. Ses propriétés mécaniques, à l'instar de la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'Young, doivent être bien connues. Ces caractéristiques mécaniques peuvent être modifiées lorsque le béton est soumis à un incendie et par conséquent affecter la stabilité de la structure. Dans la littérature, de nombreux laboratoires de recherche se sont focalisés sur cette problématique. Ces disparités ne sont pas seulement dépendantes du type de béton, mais aussi des conditions expérimentales comme le régime de chauffage et refroidissement, la géométrie des éprouvettes, la charge mécanique au moment du chargement thermique.

1.3.7.1 Résistance résiduelle à la compression

De nombreux travaux concernent le comportement des bétons ordinaires et à hautes performances soumis à des températures élevées (**Khoury, Dias et Sullivan, 1990 ; Noumowé, 2003 ; Kanema, 2005 ; Savva et al., 2005 ; Arioiz, 2007 ; Sancak, 2008 ; Fares et al., 2010 ; Pliya, 2010 ; Xing, 2011 ; Netinger et al., 2011 ; Niry, 2015 ; Adebakin, 2016 ; Hager et al., 2016 ; Hachemi, 2017 ; Roufael, 2018 ; Tchapgá et al., 2019, Susanna et al., 2019**).

Sur la figure 1.17 sont présentés les différents résultats de la littérature sur les bétons ordinaires et à hautes performances.

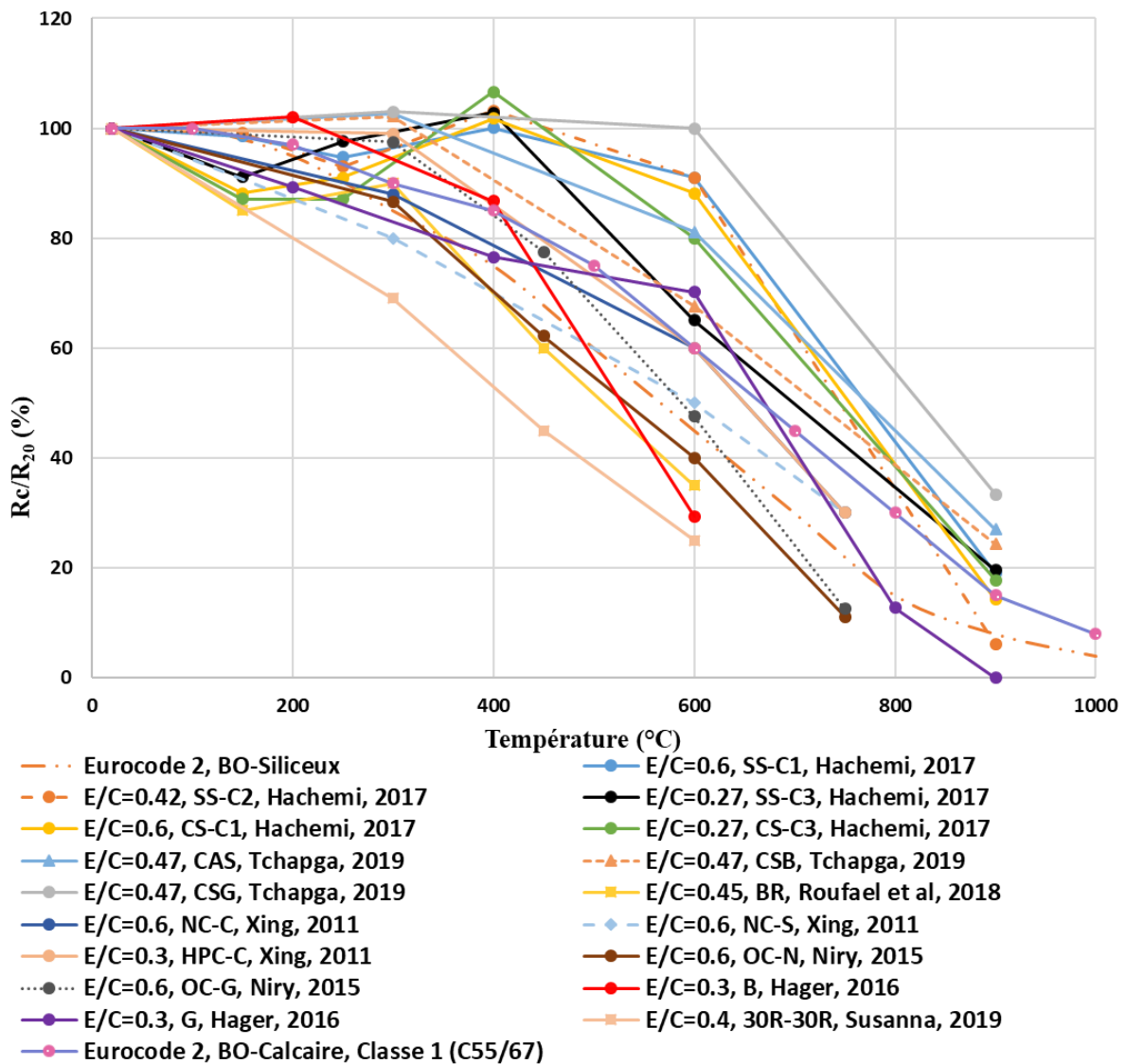


Figure 1.17: Evolution de la résistance relative à la compression des bétons ordinaires et à hautes performances après cycle de chauffage-refroidissement

SS-C = béton contenant un sable siliceux, CS-C = béton contenant un sable calcaire, NC-C = béton normal à base de granulat calcaire, HPC-C = béton à hautes performances à base de granulat calcaire, BHP-S = béton à haute performance à base de granulat siliceux, BR = béton de référence à base de granula légers silico-calcaire, CSB = béton à base de sable de basalte et granulat de gneiss, CSG = béton à base de granulat de gneiss, CAS = béton à base de sable alluvionnaire, OC-G = béton ordinaire à base de granulat de granite, HSC-N = béton à hautes performances, B = béton avec un granulat de basalte et G = béton avec un granulats de granite.

On observe une importante dispersion des résultats pour un chauffage entre 150°C et 300°C. On constate que certains travaux effectués sur les bétons avec différents types de granulats présentent des pertes de résistance dans des plages de température de 20°C à 150°C, parfois

jusqu'à 300°C et 600°C ; et d'autres bétons gagnent des résistances dans des plages de température de 20°C à 300°C voire 400°C. Pour la plupart des bétons, on observe une perte de résistance en fonction de la température au-delà de 300°C. On constate que les valeurs de la courbe de l'Eurocode 2 (**Eurocode 2, 2004**) du béton ordinaire et du béton à hautes performances (C55/67) à base de granulats calcaires sont en accord avec celles de la littérature ; et celle du béton ordinaire est en dessous de celle du béton à hautes performances. En effet, l'Eurocode 2 (**Eurocode 2, 2004**) montre que la résistance à la compression des bétons de granulats siliceux est plus faible que celle des bétons de granulats calcaires.

Roufael et al. (**Roufael et al., 2018**) ont montré que le béton (BR) de granulats légers silico-calcaires perd sa résistance entre 150 et 300 °C. Hachemi et al. (**Hachemi et al., 2017**) ont investigué également l'influence du sable naturel sur les propriétés physiques et mécaniques du béton après un cycle de chauffage-refroidissement. Ils ont montré qu'à une vitesse de 3°C/min et pour un palier d'une heure ; la résistance résiduelle à la compression du béton à base de sable siliceux et calcaire baisse de la température ambiante jusqu'à 150°C et varie très peu à 250°C. Les auteurs attribuent cette baisse à l'hydratation du ciment anhydre (formation de C-S-H) due à la migration d'eau des pores ; ce qui entraîne une diminution de forces surfaciques d'attraction entre les feuillettes. La diminution de forces d'attraction cause la baisse de résistance du béton (**Dias, 1990 ; Savva et al., 2005 ; Sancak, 2008 ; Pliya, 2010 ; Xing, 2011 ; Nirry, 2015 ; Adebakin, 2016 ; Hachemi et al., 2017 ; Roufael et al., 2018**).

Le phénomène de gain de résistance entre 20°C et 300°C-400°C a aussi été observé dans des études récentes. Tchapgá et al. (**Tchapgá et al., 2019**) ont mené une étude sur les propriétés mécaniques et physiques de bétons fabriqués à partir de sables concassés de natures géologiques différentes (basalte, gneiss, alluvionnaire). Ils ont montré en particulier qu'en faisant un mélange de sable de basalte et de granulats de gneiss issu de la carrière de Eloumden-Cameroun d'une part et d'autre part un mélange de sable Sanaga et de granulats de gneiss de la même carrière, la résistance des différents bétons augmentait après des cycles de chauffage-refroidissement (vitesse de 4°C/min). L'augmentation a été observée de la température ambiante à 300°C, pour un rapport E/C=0,47, sur des éprouvettes cylindriques 16 × 32 cm. Hachemi et al. (**Hachemi et al., 2017**) ont observé une augmentation de la résistance résiduelle jusqu'à 400°C en utilisant des bétons de sable naturel siliceux et calcaire. Ils indiquent que ce gain de résistance est attribué à l'augmentation des forces de Van Der Waals en raison du rapprochement des couches de gel de ciment durant le chauffage. Plusieurs auteurs ont montré un tel gain de résistance sur des bétons chauffés : **Khoury, Dias et Sullivan, 1990 ; Kanema, 2005 ; Ariozi, 2007 ; Fares et al., 2010 ; Hachemi, 2017 ; Tchapgá et al., 2019**. Le gain de

résistance entre 20°C et 300°C s'observe aussi généralement sur certaines roches gneissiques (Mambou *et al.*, 2021 ; Costa *et al.*, 2021).

Certains auteurs (Xing *et al.*, 2011 ; Chen *et al.*, 2011) observent que l'augmentation de la résistance à la compression des éprouvettes cubique exposées à 400°C pourrait être due à une durée d'exposition plus courte du centre d'une éprouvette cubique à une température de 400°C (Xing *et al.*, 2011). Le transport de l'humidité dans le béton étant plutôt progressif, certains grains de ciment non hydratés dans les échantillons de béton continuent à s'hydrater lors d'une exposition à une température élevée et provoquent une augmentation de résistance après l'exposition (Chen *et al.*, 2011). Xing *et al.* (Xing *et al.*, 2011) ont montré que le béton de granulats silico-calcaire présente une fissuration sévère et une perte significative de résistance mécanique entre 300 et 600°C. Ils ont indiqué aussi l'influence de la composition de la matrice, la pâte de ciment. En effet, avec une matrice normale, le béton de granulats calcaires présente la meilleure résistance résiduelle à la compression tandis qu'avec une matrice à haute résistance, le béton de granulats siliceux présente la meilleure résistance résiduelle à la compression.

1.3.7.2 Résistance résiduelle à la traction

L'évolution de la résistance à la traction des roches en fonction de la température n'a pas aussi souvent été étudiée que la résistance à la compression.

Plusieurs auteurs ont investigué ce paramètre (Noumowé, 2003 ; Xing *et al.*, 2011 ; Niry, 2015 ; Hachemi, 2017 ; Roufael *et al.*, 2018 ; Tchapgá *et al.*, 2019 ; Adekunle, 2021). Des études (Noumowe *et al.*, 1996 ; Felicetti *et al.*, 1999 ; Kanema, 2005) ont indiqué une baisse de la résistance à la traction avec l'augmentation de la température. De plus, les auteurs relèvent que la résistance à la traction est influencée par l'interface pâte-granat et le rapport E/C (Kanema, 2005 ; Xing *et al.*, 2011 ; Roufael *et al.*, 2018).

La figure 1.18 présente les résultats collectés sur l'évolution de la résistance à la traction par fendage.

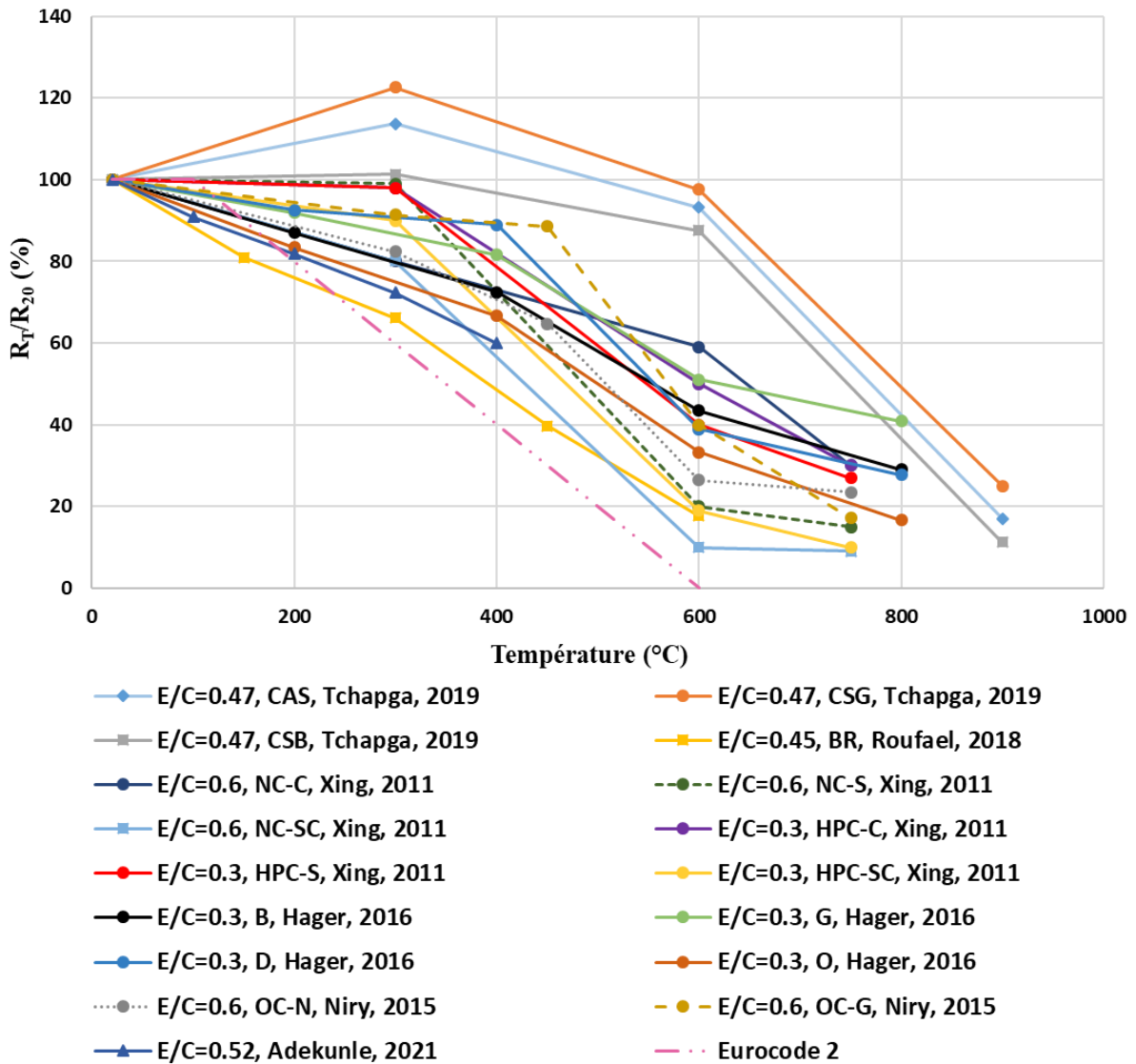


Figure 1.18: Evolution de la résistance relative à la traction par fendage avec la température.

SS-C = béton de sable siliceux, CS-C = béton de sable calcaire, NC-C = béton normal à base de granulats calcaires, HPC-C = béton à hautes performances à base de granulats calcaires, BHP-S = béton à hautes performances à base de granulats siliceux, BR = béton de référence à base de granulats légers silico-calcaires, OC-G = béton ordinaire à base de granulats de granite siliceux, HSC-N = béton à hautes performances, B325 = béton ordinaire de granulats siliceux dosé à 325 kg/m³ de ciment, B450 = béton ordinaire de granulats siliceux dosé à 450 kg/m³ de ciment, B500 = béton ordinaire de granulats siliceux dosé à 500 kg/m³ de ciment, B = béton de granulats de basalte, D = béton de granulats de dolomite, G = béton de granulats de granite, O = béton de granulats alluvionnaires.

On constate que, de la température ambiante jusqu'à la température de 150°C, les valeurs de la courbe de l'Eurocode 2 (**Eurocode 2, 2004**) sont en accord avec celles de la littérature.

Kanema et al. (**Kanema et al., 2005**) présentent à 150°C une baisse de la résistance à la traction par fendage des bétons ordinaires de granulats siliceux (B450 et B500 dosés respectivement à 450 kg/m³ et 500 kg/m³ de ciment) lorsque le rapport E/C est faible et égal à 0,29 et 0,36. Ils observent que le béton B500 ne présente plus que 74% de sa résistance initiale alors que le béton B325 avec un rapport E/C élevé de 0,62 conserve la quasi-totalité de sa résistance initiale. D'après ces auteurs, la zone de contact entre la pâte de ciment et le squelette solide appelé également « auréole de transition » est une partie du matériau très poreuse constituée de cristaux de Portlandite (Ca(OH)₂), de silicate de calcium hydraté (C-S-H) et d'ettringite. L'épaisseur de cette zone augmente avec le rapport E/C et semble jouer un rôle important dans la retransmission des contraintes de traction dans le matériau.

Les granulats étant considérés comme intacts dans cette gamme de température, on pense que cette baisse de la résistance est due à un affaiblissement de la liaison pâte-granat dans le béton (**Baroghel-Bouny, 1994 ; Mouret, 1999 ; Xu, 2003 ; Diamond, 2004 ; Hossain, 2006**). A 200°C, les auteurs (**Xu, 2003 ; Hossain, 2006**) notent une augmentation de l'étendue de l'auréole de transition de 35 µm à 50 µm après un chauffage à 200°C. On remarque que, les valeurs de la courbe de l'Eurocode 2 sont nettement inférieures à celle de la littérature à partir de la température de 250 °C.

Kanema et al. (**Kanema et al., 2005**) observent que jusqu'à 300°C, les bétons (B500 et B450) à faible rapport E/C de 0,29 et 0,36 présentent une baisse plus significative de leurs résistances à la traction comparativement au béton B325 à fort rapport E/C de 0,62. Ils concluent en attribuant ce phénomène à la déshydratation du gel de C-S-H plus importante dans la zone de transition pâte-granat des bétons à faible rapport E/C (0,29 et 0,36). De plus, cette déshydratation du gel de C-S-H débute à des températures nettement plus basses que celle de la portlandite Ca(OH)₂ et ; est plus significative à la surface des bétons à fort rapport E/C.

D'autres auteurs comme Tchappa et al. (**Tchappa et al., 2019**) observent deux phases pour la résistance résiduelles à la traction. Ils démontrent que la première phase est celle qui va de la température ambiante jusqu'à 300 °C et est caractérisée par un gain global de résistance. Ils comparent le comportement des différents bétons à cette température et observent que le comportement résiduel du béton à base des granulats de gneiss (CSG) est meilleur que celui du béton à base de sable de basalte et granulat de gneiss (CSB) et du béton à base de sable alluvionnaire et granulats de gneiss (CAS) pour des valeurs respectives de gains en résistance à la traction de 14%, 6% et 4% pour le CSG, le CSB et le CAS.

A partir de 450°C, certains auteurs observent que les bétons présentent une baisse de résistance quasi-identique aux travaux de (**Baroghel-Bouny, 1994 ; Diamond, 2004**). Ils concluent cependant en disant que la diminution de résistance au-delà du seuil c'est-à-dire compris entre la température de 300°C et 400°C est due à une conjugaison des pertes dues à la déshydratation de la matrice cimentaire et à la transformation chimique des granulats. Cependant, Roufael et *al.* (**Roufael et al., 2018**) montrent qu'à 450°C, les résistances résiduelles à la traction des bétons de granulats légers diminuent de façon rapide. En effet, le BR a perdu plus de 60% de sa résistance initiale. Ils ont expliqué cette diminution par le fait que l'interface pâte-granat a une très bonne résistance lors de la sollicitation thermique liée à une auréole de transition moins poreuse et une plus faible dilatation thermique des granulats.

Enfin, après le chauffage à 600°C, Tchapga et *al.* (**Tchapga et al., 2019**) constatent que la résistance résiduelle à la traction du béton CSB est de 17% par rapport à la résistance à 20°C ; au lieu de 2% et 1% respectivement pour le béton CAS et le béton CSG.

On observe en général une diminution de la résistance à la traction par fendage avec la température jusqu'à 300°C. Les valeurs sont assez dispersées avec des résistances relatives allant de 65% à 100% de la résistance initiale du béton. Au-delà de 300°C, les valeurs de la résistance à la traction chutent rapidement.

1.3.7.3 Module d'élasticité statique résiduel

L'influence de la température sur cette grandeur a fait l'objet de plusieurs études (**Galle et al., 2000 ; Hager, 2004 ; Cheng et al., 2004 ; Kanema et al., 2005 ; Pliya, 2010 ; Xing et al., 2011 ; Niriy et al., 2015**). Les résultats qui en découlent révèlent que la température affecte le module d'élasticité.

La figure 1.19 compile les variations du module d'élasticité statique en fonction de la température (**Kanema et al., 2005 ; Pliya, 2010 ; Xing et al., 2011 ; Razafinjato et al., 2015**). On constate, sur la figure 1.19, que le module d'élasticité résiduel du béton est affecté par le chauffage de manière continue dès la température de 150°C où une diminution est observée.

Cette diminution se fait de manière presque identique pour toutes les formulations de béton et s'accroît entre les températures de 350°C et 450°C. Ces observations sont en accord avec les travaux de (**Xing, 2011 ; Razafinjato, 2015**) effectués sur les bétons de granulat calcaire et les bétons de granulat siliceux et montrent que la réduction du module de Young est presque la même dans les deux types de bétons. Kanema et *al.* (**Kanema et al., 2005**) constatent que la diminution du module d'élasticité, de plus de 98% de la rigidité initiale à la température de 600°C, semble être due au type de granulat utilisé. En effet, il montre que la dilatation thermique

des granulats induit dans la matrice cimentaire la formation de larges fissures ouvertes visibles après un chauffage à une température de 600°C. De plus, il montre que les déformations thermiques des granulats et de la matrice cimentaire créent des zones de traction localisées autour des granulats qui favorisent le développement des fissures (Kanema *et al.*, 2005).

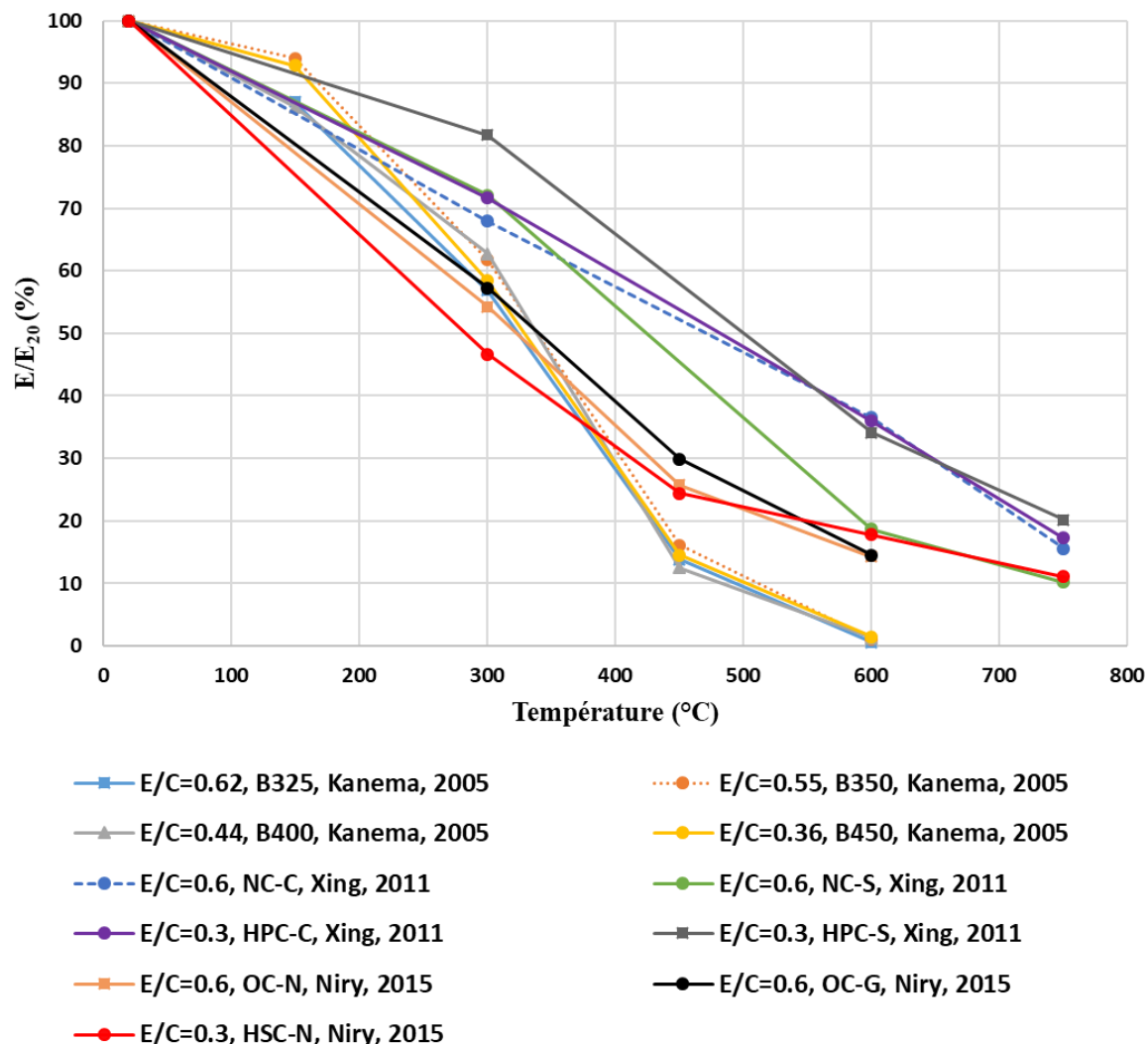


Figure 1.19: Variations relative de module d'élasticité en fonction de la température

Certains auteurs comme Galle *et al.* (Galle *et al.*, 2003) comparent le module d'élasticité résiduel des bétons chauffés à une vitesse de 0,1°C/min jusqu'à la température de 250°C à ceux des bétons chauffés à la vitesse 1°C/min et la vitesse 10°C/min (figure 1.20). Ils constatent une diminution du module d'élasticité résiduel plus importante pour le béton chauffé à une vitesse de 10°C/min comparé à ceux des bétons chauffés à une vitesse de 0,1°C/min et une vitesse de 1°C/min. Ils remarquent une variation relative de 9% entre les valeurs de module d'élasticité résiduel des bétons chauffés à une vitesse de 0,1°C/min et 10°C/min.

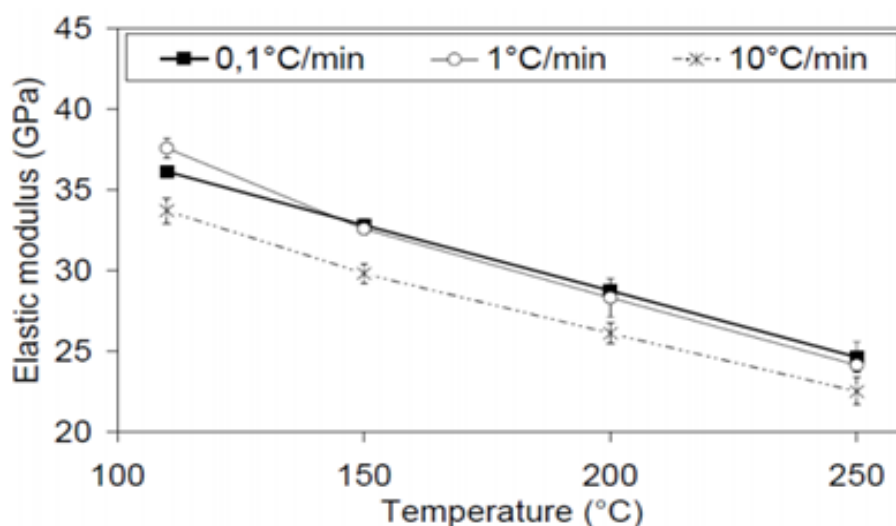


Figure 1.20: Module d'élasticité résiduel du béton chauffé à une vitesse de 0,1°C/min, 1 °C/min et 10 °C/min à différentes températures (Galle et al., 2003).

1.3.8 Propriétés thermiques du béton en fonction de la température

Les propriétés thermiques (la conductivité thermique, la diffusivité thermique, la capacité thermique et la chaleur massique) sont des grandeurs répandues et utiles. Ces propriétés influencent la répartition de la température au sein du béton lorsqu'il est chauffé. Plusieurs auteurs ont investigué ces paramètres (Mindeguia, 2009 ; Haniche, 2011 ; Xing, 2011 ; Yermak, 2015).

1.3.8.1 Conductivité thermique

Dans un contexte de haute température, tous les modes d'échange de chaleur, à savoir : rayonnement, convection et conduction sont sollicités. Concernant le matériau lui-même, le mode de transfert par conduction est gouverné par la loi de Fourier (Fourier, 1822).

Les figures 1.21, 1.22 et 1.23 montrent l'évolution avec la température de la conductivité thermique. On note que la tendance décroissante et linéaire concernant la conductivité thermique est similaire quel que soit le type de béton. Cette décroissance linéaire est expliquée par la création des vides (Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Yermak, 2015, Roufael, 2018), par le séchage du béton ou par des fissures induites par l'augmentation de la température (voir figure 1.21). Xing (Xing, 2011) montre que la conductivité thermique des bétons confectionnés avec les granulats de quartzite diminue plus rapidement comparée à celles des bétons à base de granulats de silex (SC) et de calcaire (figure 1.21). Des auteurs indiquent que la diminution de la conductivité thermique avec la température est attribuée à une augmentation de l'énergie moyenne des particules appelée "phonons" (Yermak, 2015 ; Roufael, 2018). Les valeurs de conductivité thermique de bétons mesurées par certains auteurs sont comparées à celles de

l'Eurocode (**Eurocode 2, 2004**). Ces valeurs sont au-dessus de la courbe de l'Eurocode (figure 1.23). Certains auteurs comme Nguyen (**Nguyen, 2013**) concluent que l'Eurocode semble minimiser la conductivité thermique du béton lorsqu'il est séché à l'avance. Roufael (**Roufael, 2018**) explique la diminution de la conductivité thermique des bétons de granulats légers entre 500°C et 600°C par une augmentation des fissures au niveau de l'interface pâte/granulats engendrées par une expansion des granulats siliceux et calcaire dans la pâte de ciment.

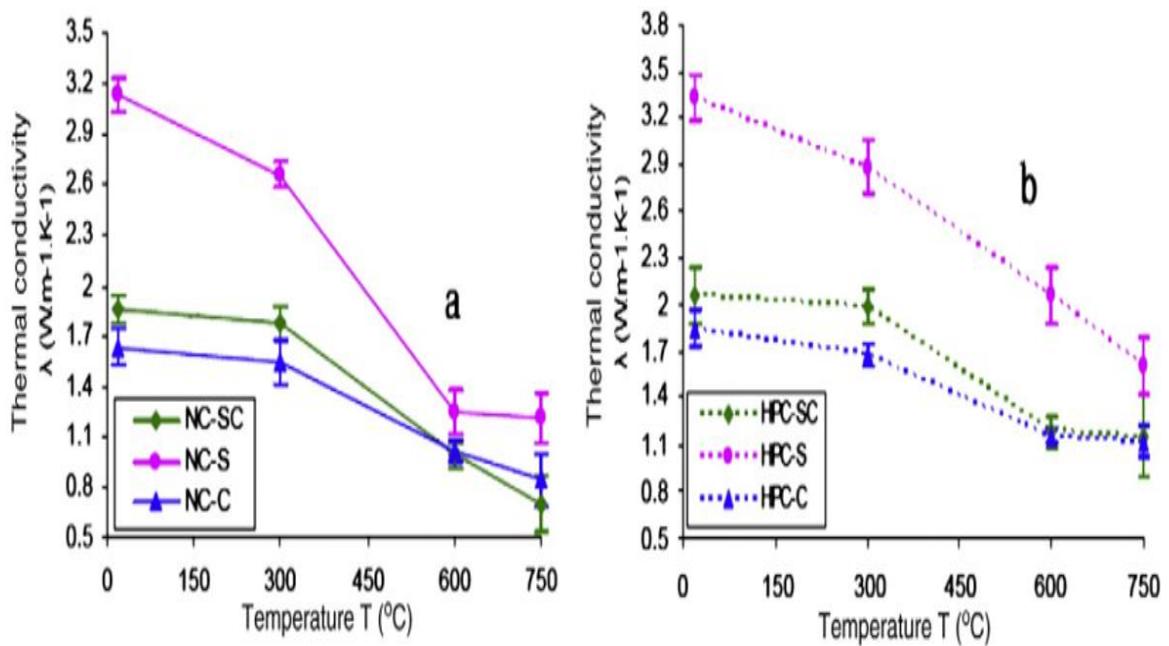


Figure 1.21: Evolution de la conductivité thermique des bétons après des cycles de chauffage et refroidissement, a) Valeur absolue des bétons ordinaires et b) Valeur absolue des bétons à hautes performances (Xing, 2011)

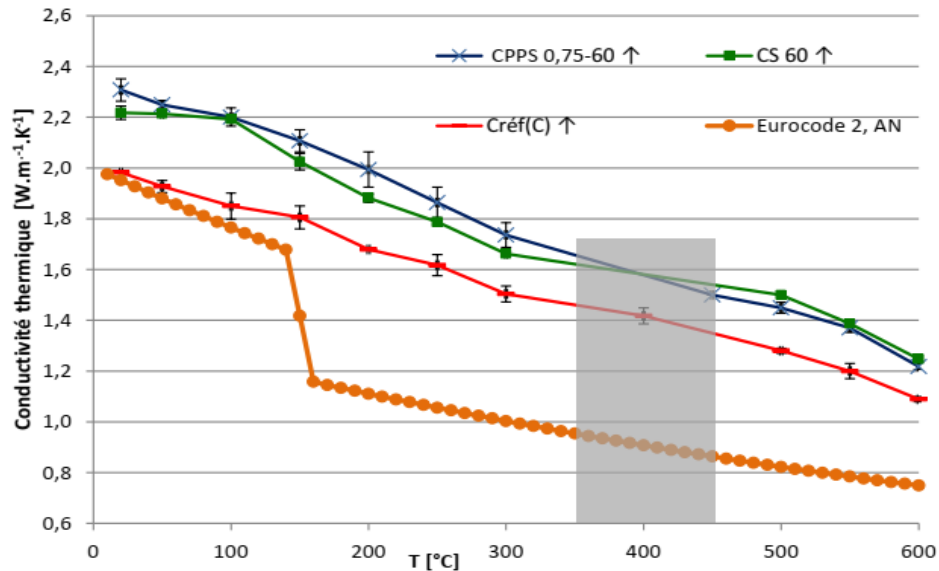


Figure 1.22: Evolution de la conductivité thermique des bétons chauffés et courbe de l'Eurocode (Eurocode 2, 2004) en fonction de la température (Yermak, 2015)

Créf (C) = béton de référence avec $E/C = 0,38$; CS 60 = béton avec 60 kg/m^3 de fibres métalliques et CPPS 0.75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

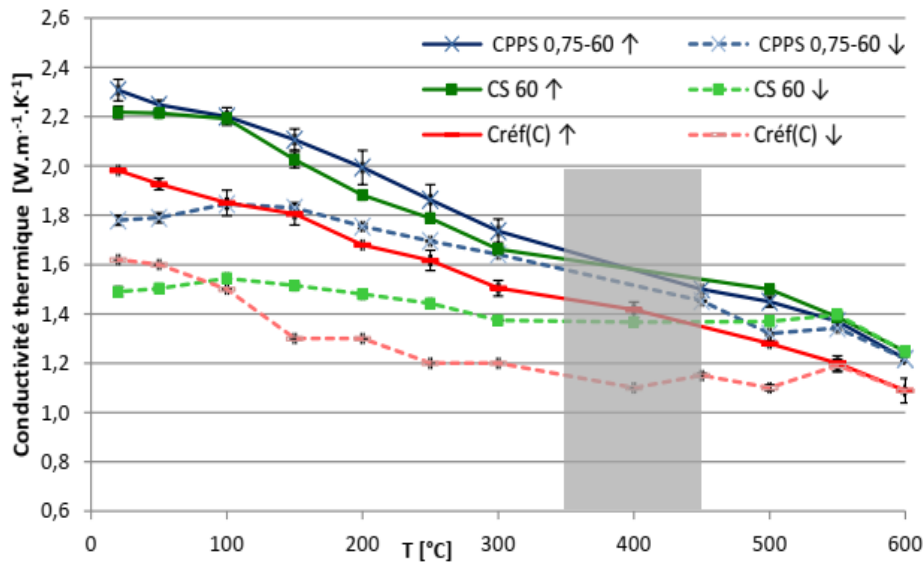


Figure 1.23: Evolution de la conductivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015)

Créf (C) = béton de référence avec $E/C = 0,38$; CS 60 = béton avec 60 kg/m^3 de fibres métalliques et CPPS 0,75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

1.3.8.2 Chaleur massique et capacité thermique

La chaleur spécifique est déterminée par la quantité d'énergie à apporter par échange thermique pour élever d'un kelvin la température de l'unité de masse d'une substance. Cette quantité d'énergie est absorbée ou restituée par des réactions endothermiques ou exothermiques

pour des transformations physico-chimiques dans le matériau. Comme la conductivité thermique, la chaleur spécifique dépend des différents facteurs comme la teneur en eau, la nature minéralogique des granulats ainsi que la densité du matériau (**Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Yermak, 2015**) (figure 1.24). Par conséquent, durant le chauffage, la chaleur spécifique du béton va être fortement modifiée par les différentes transformations physiques, chimiques, plus particulièrement par le départ de l'eau libre (séchage du matériau), la déshydratation des C-S-H, et la déshydroxylation de la portlandite (**Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Yermak, 2015**).

La chaleur massique du béton à haute température est gouvernée significativement par la nature du granulats existant dans la composition du béton (**Xing, 2011**). Yermak (**Yermak, 2015**) constate que la chaleur massique des bétons fibrés est légèrement plus élevée que celle des bétons de référence à température ambiante (figure 1.25). Par contre, d'autres auteurs montrent (**Mindeguia, 2009 ; Haniche, 2011**) que les fibres de polypropylène n'ont pas d'influence significative sur les propriétés thermiques des bétons. Yermak (**Yermak, 2015**) montre qu'au-delà de 100°C, les valeurs de la chaleur massique de ses bétons sont positionnées au-dessus de celles de l'Eurocode 2 (figure 1.25). Le béton saturé présente une chaleur massique deux fois plus élevée que celle du béton séché. L'observation de (**Xing, 2011**) montre l'influence de l'eau sur l'augmentation de la chaleur massique du béton ordinaire (E/C=0,6) contenant les granulats calcaires ou silico-calcaires dans un domaine de température 20°C – 300°C par rapport aux bétons BHP (E/C=0.3). Une augmentation de la chaleur spécifique et massique du béton contenant les granulats siliceux se produit autour de 500°C et 600°C liée à la transformation du quartzite (**Xing, 2011 ; Yermak, 2015**) (figure 1.24 et 1.25). L'influence des granulats calcaires sur la chaleur massique du béton est négligeable pour une température inférieure à 600°C (**Xing, 2011 ; Yermak, 2015**). Cependant, au-delà de cette température, la chaleur massique du béton de granulats calcaires s'accroît immédiatement et est liée à la consommation de chaleur sous forme latente pour la décarbonatation du calcaire.

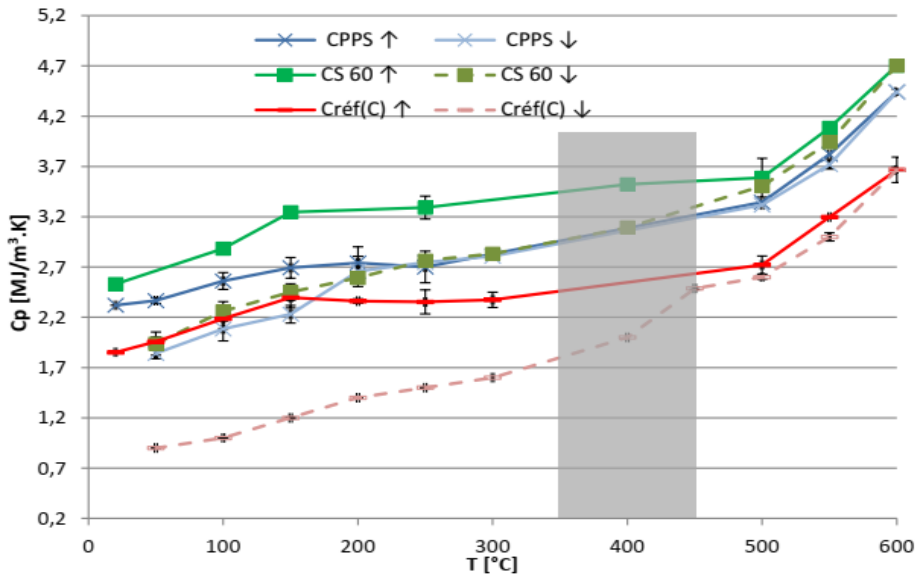


Figure 1.24: Evolution de la capacité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015)

Créf (C) béton de référence avec E/C = 0,38 ; CS 60 béton avec 60 kg/m³ de fibres métalliques et CPPS 0,75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

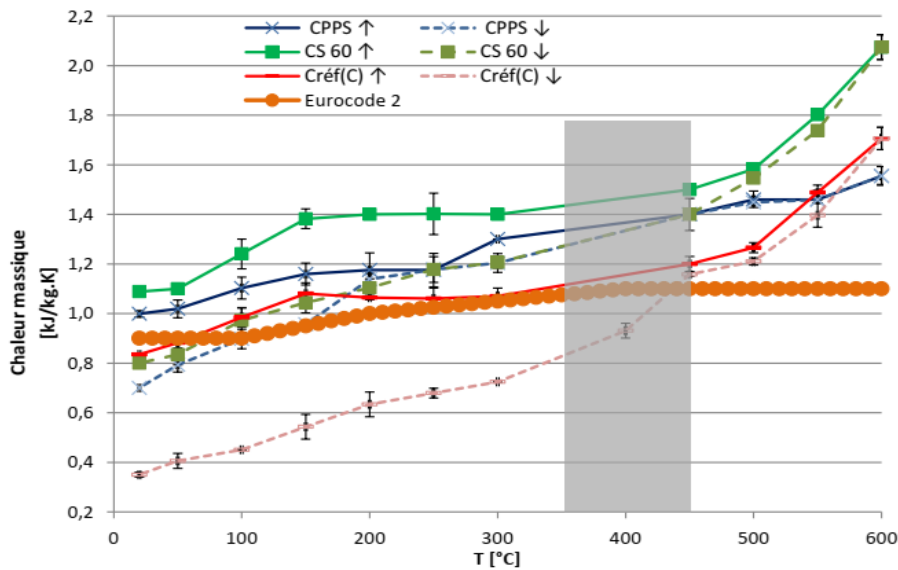


Figure 1.25: Evolution de la chaleur massique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015).

Créf (C) = béton de référence avec E/C = 0,38 ; CS 60 = béton avec 60 kg/m³ de fibres métalliques et CPPS 0,75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

L'évolution est liée à celle des composants propres du béton, la pâte mais surtout les granulats. En effet, pour les bétons présentés, la proportion de granulats représente environ 60-70% de la masse volumique. L'évolution de la chaleur spécifique de cette dernière influence donc

l'évolution de la chaleur spécifique du béton. Comme pour les différentes roches, dont sont issus les granulats, les valeurs de la chaleur spécifique et la chaleur massique obtenues suite au chauffage du béton augmentent avec la température.

1.3.8.3 Diffusivité thermique

La diffusivité thermique représente la vitesse à laquelle la chaleur se propage à l'intérieur d'un matériau pendant le chauffage. C'est un paramètre essentiel qui dépend à la fois de la masse volumique, de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique du matériau. Elle est immédiatement proportionnelle à la conductivité thermique et, est inversement proportionnelle à la chaleur spécifique et à la masse volumique. Certains auteurs comme **(Gambarova, 2003 ; Felicetti, 2007 ; Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Haniche, 2011 ; Nguyen, 2013 ; Yermak, 2015)** ont investigué ce paramètre. Les figures 1.27, 1.28 et 1.29 présentent des variations de la diffusivité thermique de bétons confectionnés avec différents types de granulats.

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 $0,2 \text{ mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ vers 600°C (figure 1.26).

Yermak **(Yermak, 2015)** constate qu'entre la température de 20°C et 170°C , la courbe de diffusivité thermique du béton à base de cocktail de fibres et granulats silico-calcaire est au-dessus de celle de l'Eurocode 2. Elle observe que jusqu'à la température de 150°C , la diffusivité thermique du béton Créf (C) à base de granulats calcaires correspond à celle de l'Eurocode 2. Par la suite, les valeurs de la courbe de l'Eurocode 2 sont en dessous de celles des bétons de Yermak **(Yermak, 2015)** jusqu'à la température de 550°C environ (figure 1.27 et 1.28).

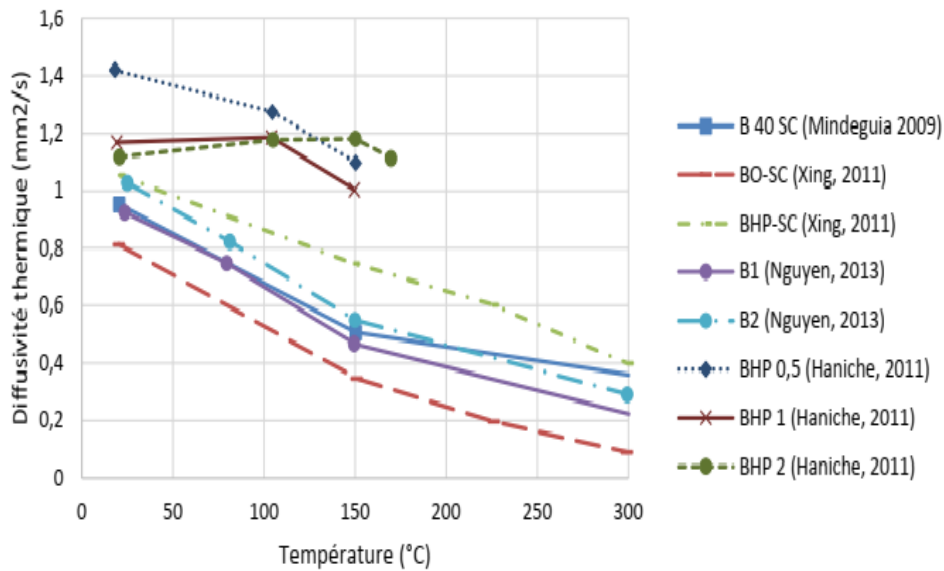


Figure 1.26: Diffusivité thermique de différents bétons en fonction de la température, (Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Haniche, 2011 ; Nguyen, 2013)

(Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Haniche, 2011 ; Nguyen, 2013) montrent que 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.

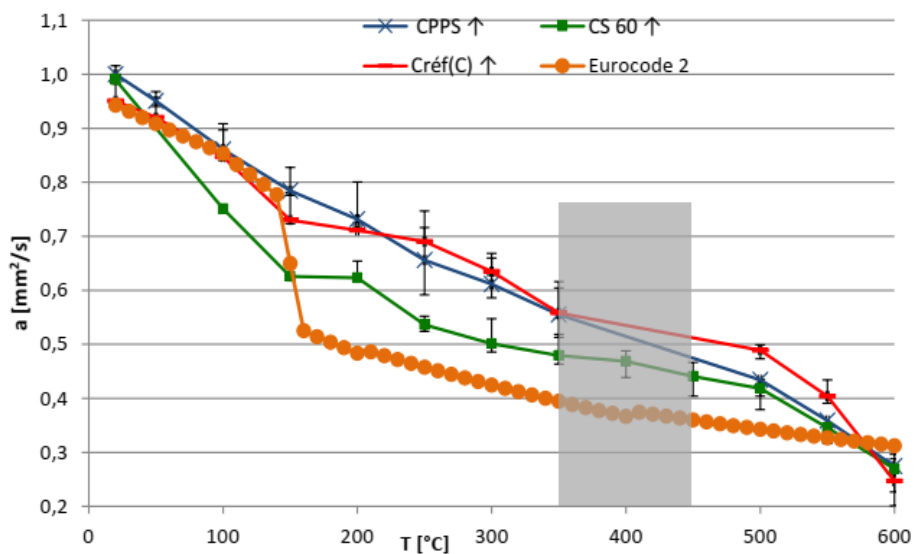


Figure 1.27: Evolution de la diffusivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement (Yermak, 2015)

Créf (C) = béton de référence avec E/C = 0,38 ; CS 60 = béton avec 60 kg/m³ de fibres métalliques et CPPS 0,75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

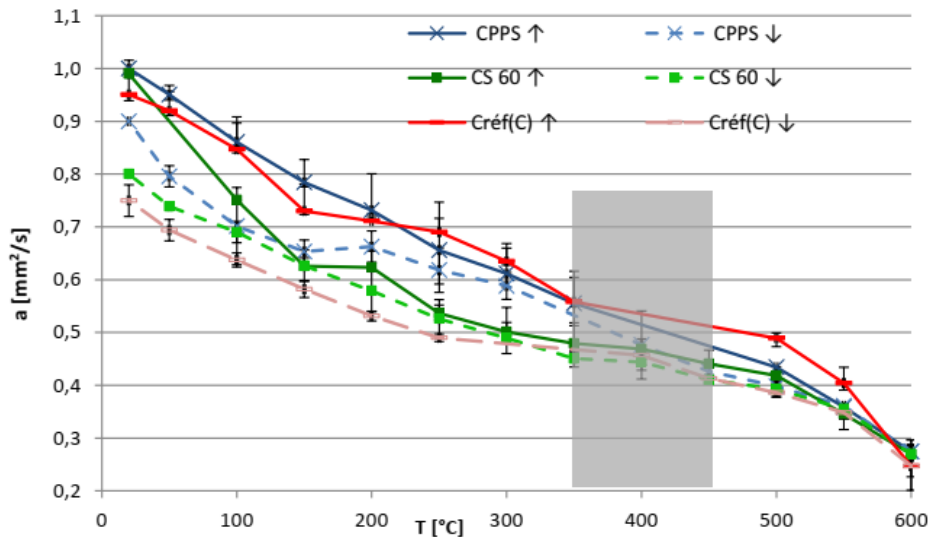


Figure 1.28: Evolution de la diffusivité thermique des bétons au chauffage et refroidissement et courbe de l'Eurocode (Eurocode 2, 2004) en fonction de la température (Yermak, 2015)

Créf (C) = béton de référence avec $E/C = 0,38$; CS 60 = béton avec 60 kg/m^3 de fibres métalliques et CPPS 0,75-60 = béton de cocktail de fibres de polypropylène et métalliques.

(Mindeguia, 2009 ; Xing, 2011 ; Yermak, 2015 ; Roufael, 2018) montrent que l'évolution de la diffusivité thermique avec la température est naturellement influencée par les transformations physico-chimiques des granulats qui prennent place lors du chauffage. Enfin, la diffusivité thermique étant la combinaison des deux paramètres conductivité thermique et chaleur spécifique, il est cohérent qu'on observe une décroissance avec la température.

1.3.9 Analyses thermiques

Les analyses thermogravimétriques (ATG), les analyses thermo-différentielles (ATD) et la calorimétrie différentielle à balayage (DSC) peuvent être utilisées pour visualiser les différentes transformations dans un matériau. En effet, lorsque les transformations physico-chimiques se produisent dans les matériaux, elles s'accompagnent des changements de masse avec la température suivant le type de réaction produite qui peut être exothermique ou endothermique. Ces deux techniques sont habituellement associées dans l'objectif de confirmer les observations. Les résultats d'analyses ATG/ATD et ATG/DSC sont présentés sur les figures 1.29, 1.30, 1.31 et 1.32.

Certains auteurs (Ye et al., 2007 ; Roufael et al., 2018, Tchapgá et al., 2020) montrent qu'entre 30°C et 150°C , la perte de masse est remarquée pour tous les échantillons de bétons, de mortiers, de pâte de ciment. Cette perte de masse est due à l'évaporation de l'eau libre et au départ d'une partie de l'eau liée (déshydratation de l'ettringite et du C-S-H). Elle s'accompagne

de pics endothermiques à 59°C, 63°C et 150°C selon le type de pâte de ciment, de mortier et de béton (figure 1.29, 1.31 et 1.32). Cette perte de masse continue jusqu'à 700°C et est due à la perte d'eau chimiquement liée provenant de la décomposition du C-S-H, des hydrates de carboaluminates (figure 1.29a et 1.32). Des différences significatives sont observées entre 400°C et 750°C. Roufael *et al.* (**Roufael et al., 2018**) montrent que dans cette plage, la plus forte perte de masse est associée avec le mortier qui a une fraction de pâte plus élevée que dans ses autres formulations. De plus, ils attribuent ces différentes pertes à la déshydratation des C-S-H et de la portlandite (pic endothermique observé à la température de 450°C).

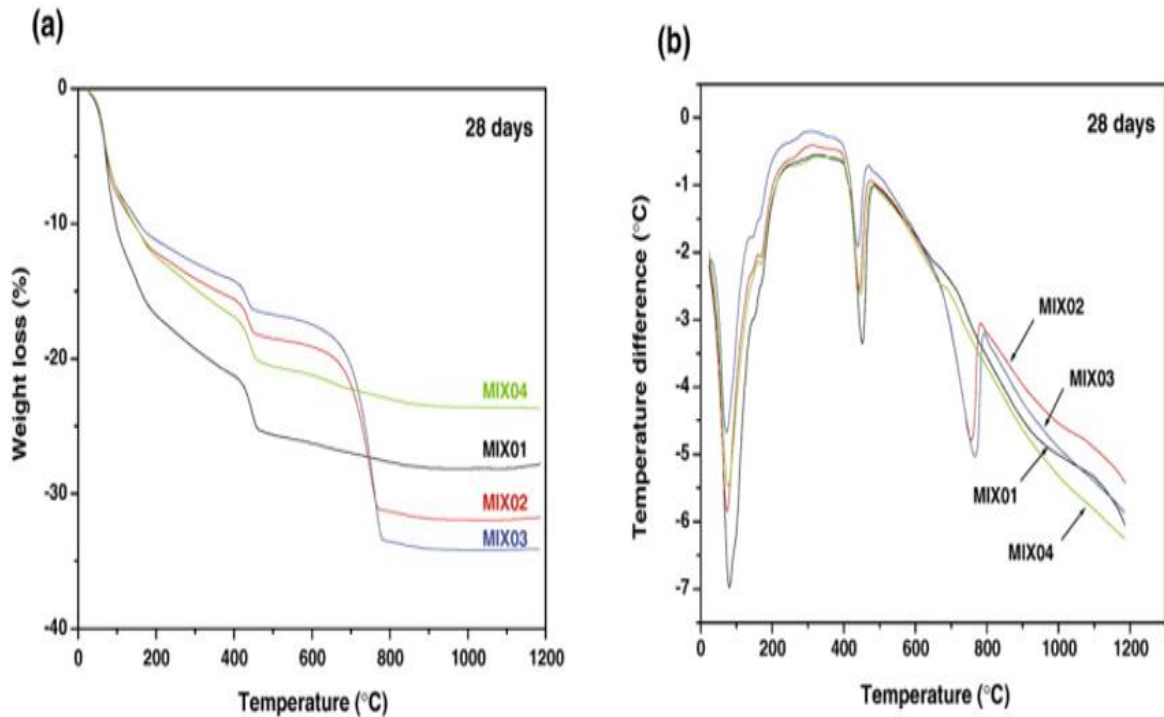


Figure 1.29: Analyses ATG (a) et ATD (b) de quatre types de pâtes de ciment (ordinaire, auto plaçant et à haute performance) différentes d'après (Ye et al., 2007)

On observe clairement sur la figure 1.29 la différence entre les pâtes de ciment contenant des ajouts de la poudre de calcaire (Mix02 et Mix03 avec respectivement $E/C=0,28$ et $E/C=0,27$) de celles qui n'en contiennent pas (Mix01 et Mix04 avec respectivement $E/C=0,48$ et $E/C=0,33$), par la présence de pic endothermique apparaissant autour de 500°C et de 700°C (figures 1.29 et 1.31) et une forte perte de masse probablement due au broyage plus fin des bétons (**Roufael et al., 2018**). Ye *et al.* (**Ye et al., 2007**) indiquent que cela peut être dû au fait que les minéraux tels que la calcite présentent dans le calcaire se décomposent seulement à partir de 750°C et la perte de masse de la pâte de ciment Mix01 (Portland CEM I 52,5 dosé à 350 kg/m^3) est beaucoup plus faible comparée à celle de la pâte de ciment Mix04 (dosé à 400 kg/m^3) à hautes performances en dessous de la température de 750°C.

Niry (Niry, 2012) a effectué des essais sur le comportement thermique des granulats de calcaire, de granite, siliceux et silico-calcaire. Dans ses travaux, il montre l'existence d'une diversité de la nature minéralogique et de la stabilité thermique des granulats. Il montre aussi que les minéraux carbonatés comme la calcite sont stables jusqu'à une température de décarbonation qui commence vers 750°C. Niry (Niry, 2012) montre que la décarbonation conduit à la libération de la chaux et du CO₂. En présence de l'eau, la chaux va se réhydrater pour donner de la portlandite. La décomposition de la calcite est identifiée par un pic endothermique auquel correspond une perte de masse d'environ 43% (figure 1.30).

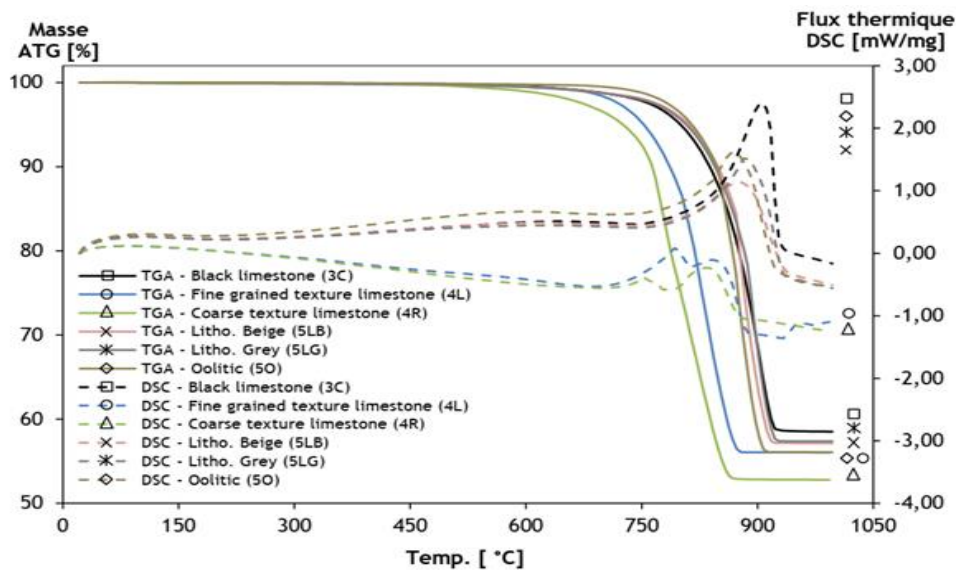


Figure 1.30: Courbes ATG/DSC des différents granulats calcaires (Niry, 2012)

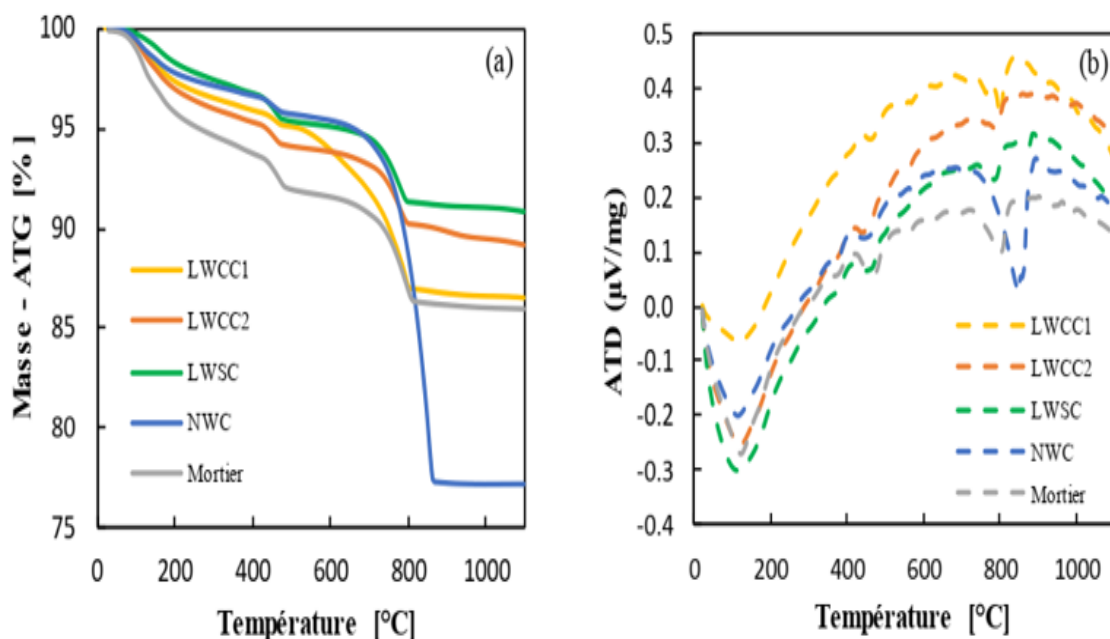


Figure 1.31: Courbes ATG/ATD des différents des bétons et des mortiers (Roufael, 2018)

LWCC1 = Béton léger à base de granulat d'argile 4/10, LWCC2 = Béton léger à base de granulat d'argile 4/8, NWC = béton léger de granulat de calcaire noir, LWSC = béton de granulat de schiste expansé.

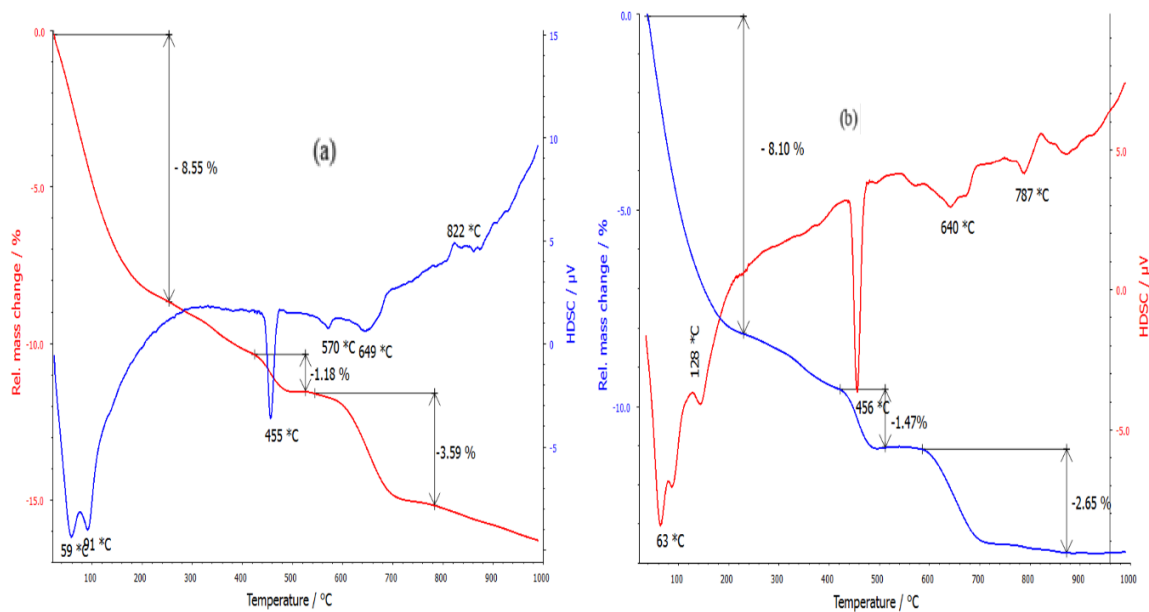


Figure 1.32: Courbes ATG/DSC des différents des bétons : a) BSB et b) BSS (Tchapda et al., 2020)

BSB = Béton à base de sable de basalte, gravillons et graviers de gneiss, BSS = Béton à base de sable alluvionnaire et graviers et gravillons de gneiss.

Ces travaux expérimentaux ont montré que l'exposition à haute température modifie la microstructure du béton et réduit les performances mécaniques. Des études numériques ont été réalisées afin de les compléter.

1.4 Modélisation du comportement à haute température des bétons

Plusieurs modèles numériques sont présentés dans la littérature sur le comportement thermo mécanique des bétons à haute température (Mounajed et al., 2005 ; Mambou et al., 2015 ; Roufael, 2020 ; De Assis et al., 2021). Dans ce paragraphe, quelques études de modélisation numérique du comportement des bétons sont présentées.

De Assis et al. (De Assis et al., 2021) mettent en évidence la contribution de l'hétérogénéité du béton et sa complexité structurelle pour évaluer le paramètre d'endommagement et le module de Young pour différentes valeurs de température. Ils se basent sur des modèles existants (modèles thermomécaniques) et effectuent des simulations

numériques qui peuvent aider à analyser ou à reproduire le comportement du béton. Ils prennent en compte les chargements thermique et mécanique ainsi que les conditions aux limites.

La figure 1.33 illustre le schéma de discrétisation par éléments finis selon ABAQUS (Abaqus 6.11, 2020) en prenant le ¼ de la section longitudinale d'une éprouvette cylindrique (150 mm × 300 mm) de béton.

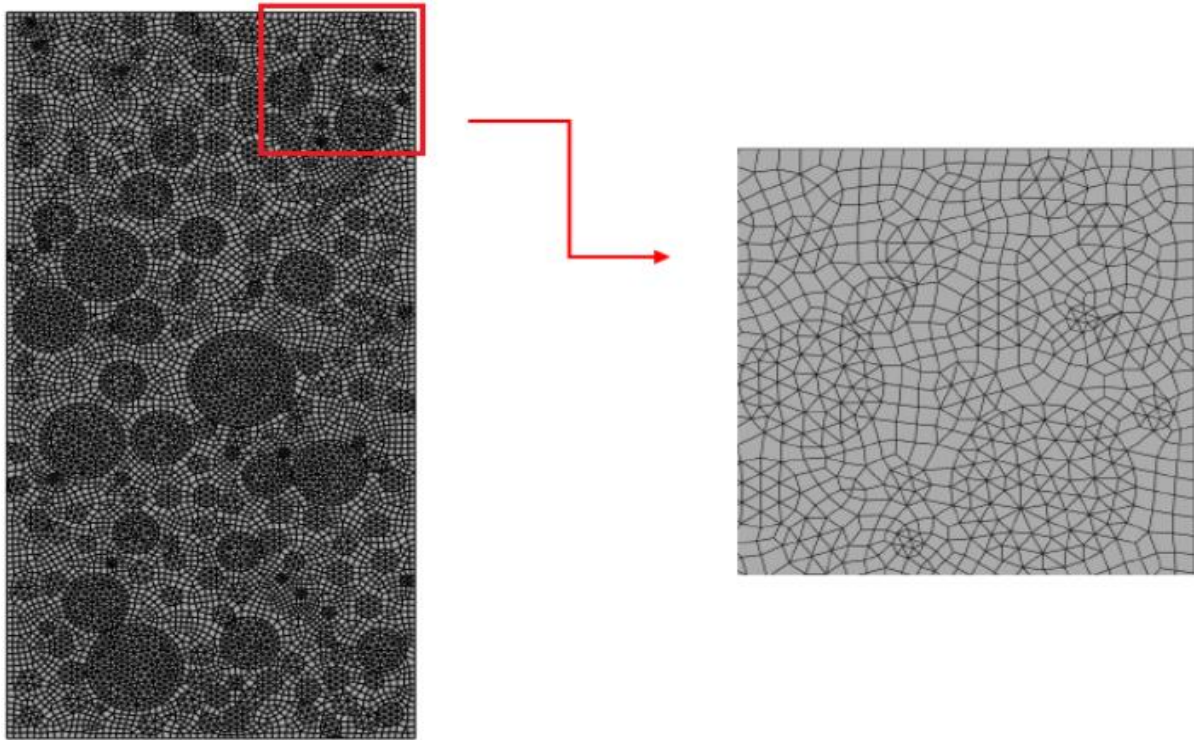


Figure 1.33: Maillage adopté pour la discrétisation du modèle (Abaqus 6.11, 2020)

Le modèle 2D d'endommagement de Mazars (Mazars, 1984) est utilisé. Le module d'élasticité E du matériau intact est identifié par une modélisation méso-scopique (prenant en compte le mortier et le granulat). L'attention est portée aux grandes valeurs de l'endommagement dans les zones de mortier relié au granulat (figure 1.34). L'évolution de l'endommagement du béton et du mortier en fonction de la température est traduite à partir de l'équation (2) et à travers la figure 1.35.

$$E_d = (1-d)E \quad (2)$$

Où E_d est le module d'élasticité du matériau endommagé et d la variable d'endommagement.

$$d_{t,c} = 1 - \frac{(1-A_{t,c})}{\tilde{\epsilon}} - \frac{A_{t,c}}{\exp\{B_{t,c}(\tilde{\epsilon} - \tilde{\epsilon}_{d,c})\}} \quad (3)$$

Où t et c sont les paramètres de traction et de compression et A_t , A_c , e_{d0} , B_c , et B_t sont les paramètres de Mazars respectivement et $\tilde{\epsilon}$ est la déformation équivalente.

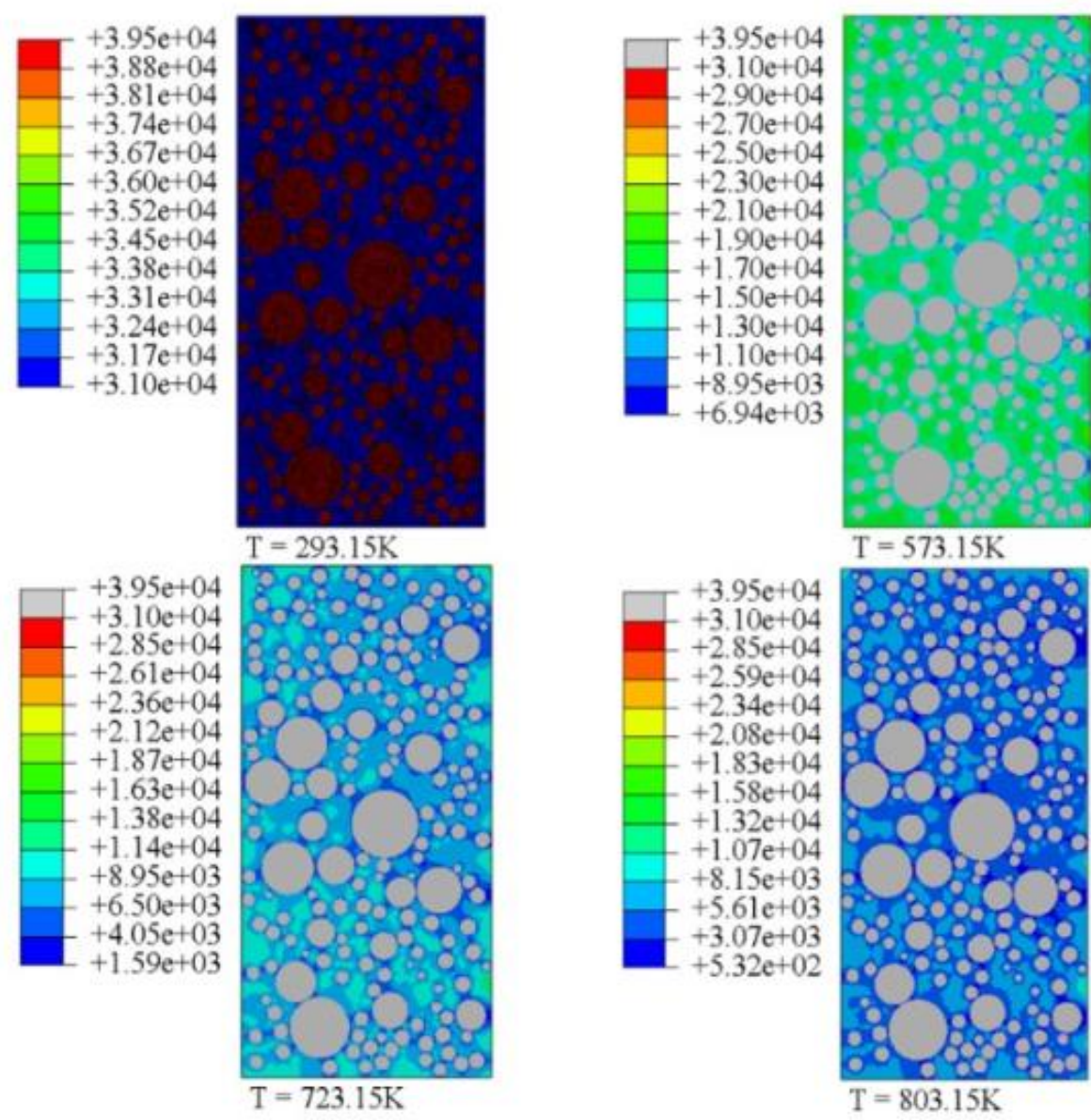


Figure 1.34: Carte du module d'Young (MPa) pour différentes températures $T=293.15\text{ K}$, $T=573.15\text{ K}$, $T=723.15\text{ K}$ et $T=803.15\text{ K}$ dans les zones de mortier reliant les granulats (De Assis et al., 2021).

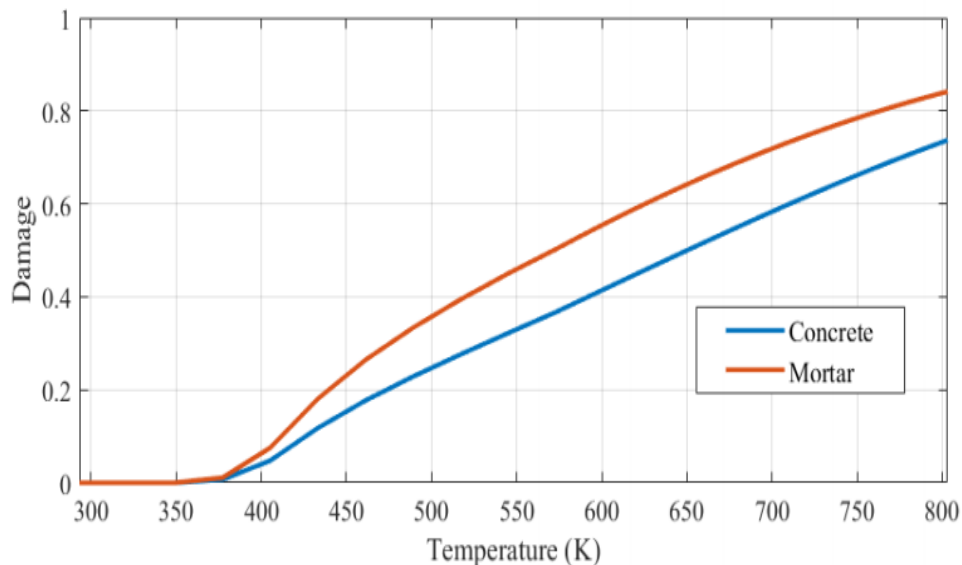


Figure 1.35: Relation entre endommagement et la température (De Assis et al., 2021).

Sur la figure 1.35, à la température de 350 K, De assis et al. (**De Assis et al., 2021**) observent un début d'endommagement de la section qui atteint des valeurs proches de la température de 380 K. En outre, ils remarquent que l'endommagement final du mortier est de 0,84 ce qui est légèrement inférieur à celui du béton qui est de 0,74. Ils justifient cela par le fait que le granulat présente un endommagement nul et contribue à la diminution du module de Young. De plus, ils poursuivent les analyses et montrent que pour une température finale de 803,15K, le module d'Young du granulat, du mortier et du béton est égal respectivement à 39486 MPa, 4920 MPa et 9000 MPa (**De Assis et al., 2021**).

Mounajed et al. (**Mounajed et al., 2005**) ont développé un modèle d'endommagement des bétons avec la température pour la modélisation de la déformation thermique sous charge à l'échelle macroscopique ou microscopique. Ils ont constaté que l'endommagement thermique est une combinaison de deux endommagements (l'un macroscopique et l'autre microscopique). Ils modélisent d'une manière classique l'endommagement en utilisant le modèle MODEV (**Mounajed et al., 2002**) (figure 1.36)

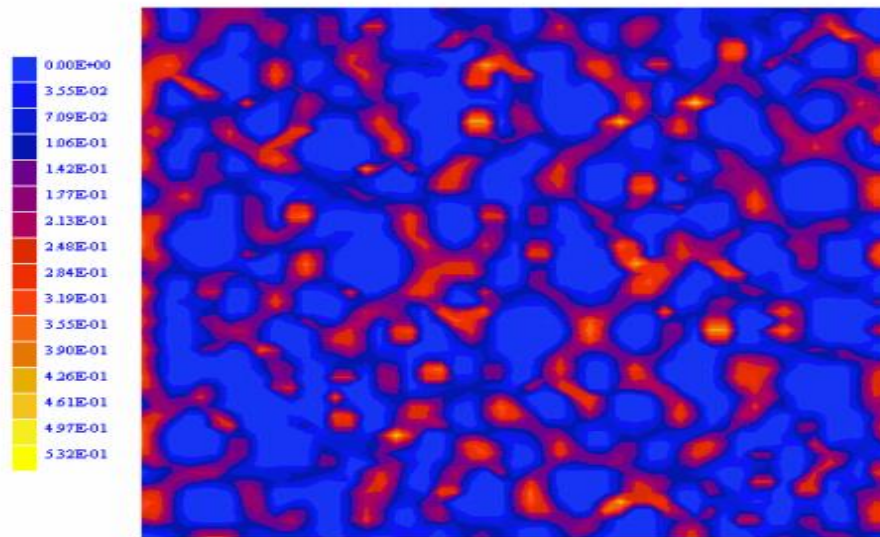


Figure 1.36: Zones localement endommagées (composante sphérique) à l'interface pâte granulats d'un échantillon en béton libre de se dilater et soumis à un champ thermique homogène $T=100\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Mounajed et al., 2022)

Ils montrent les zones localement endommagées jusqu'à la température de $100\text{ }^{\circ}\text{C}$. Ils prouvent que l'interface pâte-granulats est la partie la plus touchée par l'élévation de température. L'évolution de l'endommagement est due à la dilatation différentielle pâte-granulats.

Roufael (**Roufael, 2020**) développe une approche numérique pour la modélisation à haute température des bétons de granulats légers pour suivre l'évolution de l'endommagement et du coefficient d'expansion thermique. Il réalise deux types de simulations numériques :

La première est effectuée en considérant un modèle 2D axisymétrique d'un quart d'une éprouvette cylindrique de béton $110 \times 220\text{ mm}$ en utilisant un modèle de comportement thermo-mécanique homogène dont la géométrie est présentée à la figure 1.37.

La deuxième est effectuée en considérant un modèle 3D_Cylindre conçu pour prendre en compte l'hétérogénéité des matériaux en considérant une géométrie de 1/8 du cylindre $110 \times 220\text{ mm}$ contenant une fraction volumique de gravillons supposée idéale (sphérique) de 37%. Il utilise par la suite un chargement thermique sur les surfaces externes de l'échantillon ($1\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$) alors que les surfaces internes sont bloquées en déplacement pour respecter la symétrie et assurer une configuration isostatique du modèle 3D_Cylindre (figure 1.38).

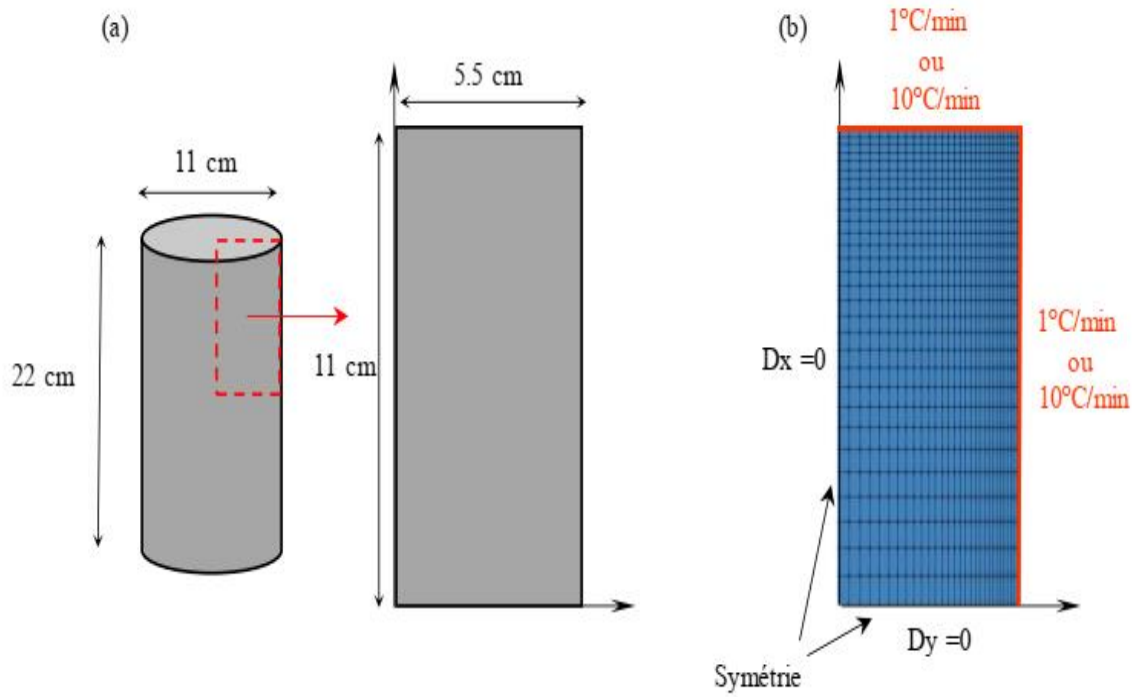


Figure 1.37: Géométrie (a), maillage et conditions aux limites (b) du modèle 2D axisymétrique (Roufael, 2020).

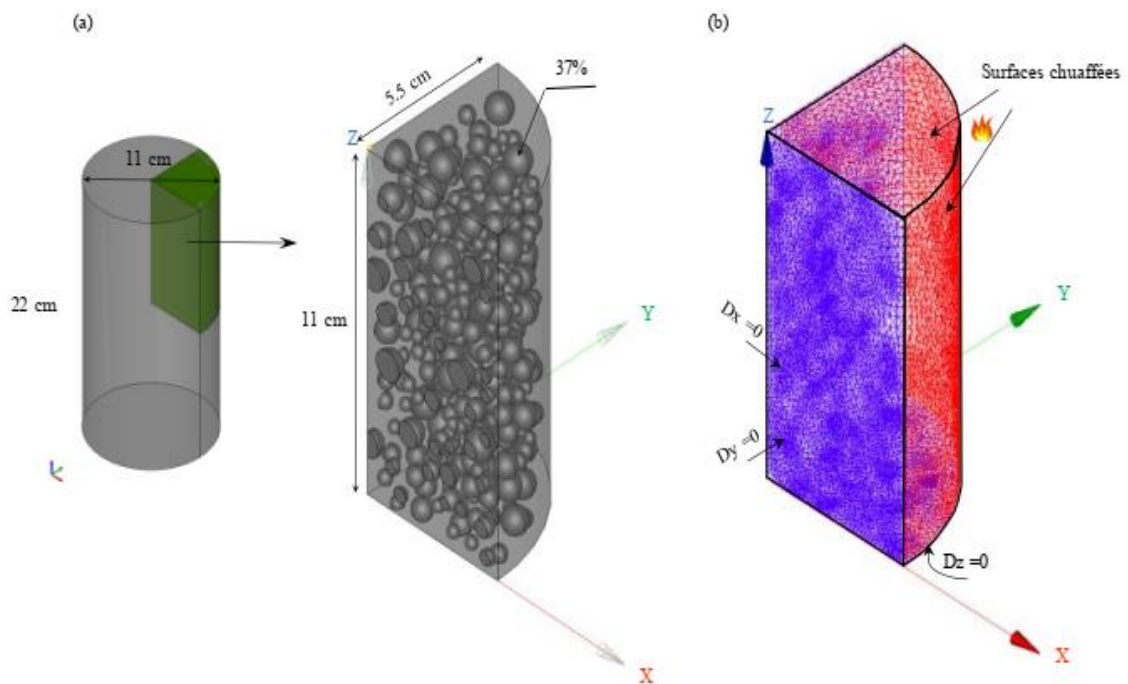


Figure 1.38: Géométrie (a), maillage et conditions aux limites (b) du modèle 3D_Cylindre (Roufael, 2020).

La figure 1.39 présente les résultats de la répartition de l'endommagement ΔT et du coefficient expansion thermique (alpha) du béton en fonction de la température.

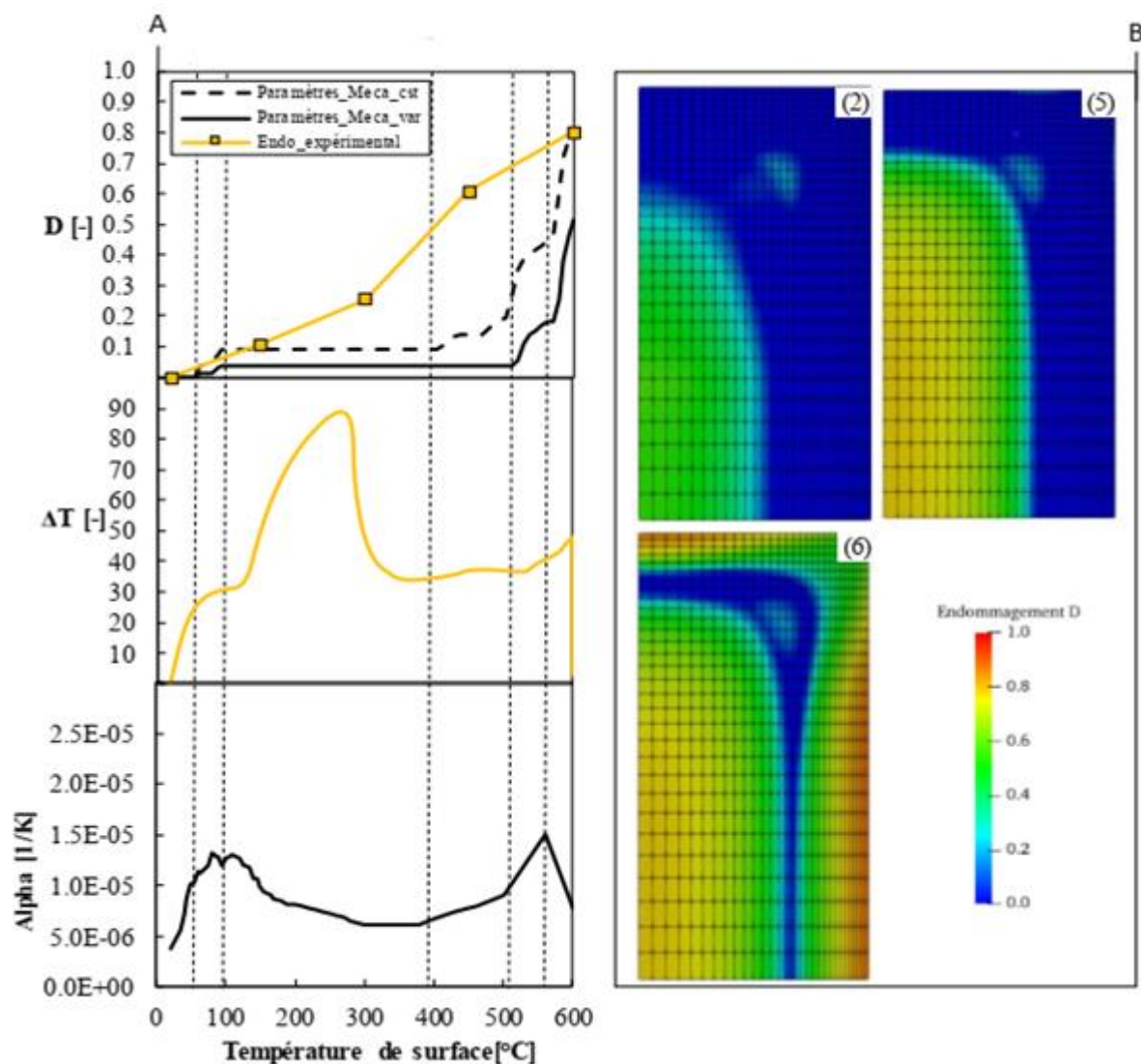


Figure 1.39: A-Evolution de l'endommagement ΔT et alpha en fonction de la température. B- Répartition de l'état d'endommagement du LWCC1 en fonction des températures (Roufael, 2020).

Roufael (**Roufael, 2020**) observe la formation d'un premier endommagement au centre de l'éprouvette de 3% (*Cas_var*= cas où il considère que l'endommagement thermomécanique est à l'origine de l'endommagement dans le matériau) et 9% (*cas_cst*= est un second cas où il considère qu'à chaque palier de température correspond un nouveau matériau avec des propriétés mécaniques différentes) en moyenne (températures 50°C-100°C) (figure 1.39). Il réalise que pour les températures de 100°C jusqu'à 400°C, l'endommagement se stabilise et note une forte augmentation de ΔT (90°C) due à la consommation de la chaleur latente, mais ne se traduit pas par une augmentation d'endommagement puisque le coefficient d'expansion (alpha) à son tour subit une diminution en fonction de la température (figure 1.39). Cependant,

pour les températures comprises entre 300°C- 500°C, l'endommagement se stabilise dans le *Cas_var* alors que pour le *cas_cst*, il subit une augmentation de 9% à 20 % correspondant à un changement de pente de la courbe alpha (figure 1.39). Par la suite, il montre que pour les températures allant de 550°C à 600°C, le coefficient de dilatation thermique diminue et cela se traduit par une expansion au cœur plus importante qu'en surface (figure 1.39).

Les résultats de la répartition de l'endommagement dans l'échantillon de béton à différentes températures du modèle 3D_Cylindre sont présentés à la figure 1.40.

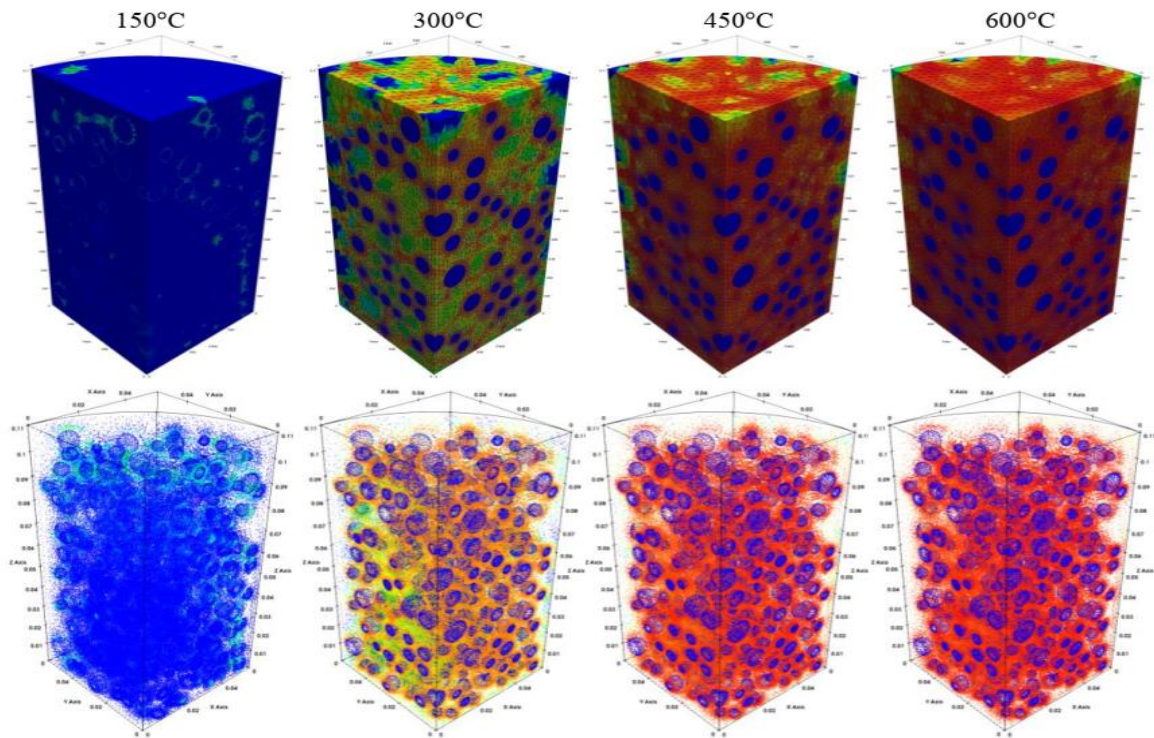


Figure 1.40: Répartition de l'endommagement dans l'échantillon à différentes températures du modèle 3D_Cylindre du béton NWC (=béton de référence de granulats légers) (Roufael, 2020).

Roufael (Roufael, 2020) constate un endommagement autour des gravillons à la température de 150°C. Il observe qu'à la température de 300°C, l'endommagement concentré autour des gravillons se propage dans la matrice avec des valeurs qui varient entre 50% (loin des gravillons) et 80% (proches des gravillons) ; et qu'au-delà de la température de 450°C, l'endommagement se stabilise puisque la matrice cimentaire est presque totalement endommagée (figure 1.40).

Certains modèles pouvant permettre une meilleure compréhension du comportement à haute température des bétons ont été établis sur les roches soumises à haute température.

Ainsi dans le domaine de la mécanique des roches, certains auteurs (Sosna, 2012 ; Mambou et al., 2015 ; Foguieng et al., 2020) se sont servis de la seconde loi de Newton, des équations de la théorie d'élasticité et de la courbe de feu ISO 834 pour établir un modèle gouvernant la dynamique d'une éprouvette cylindrique de roche de granite exposée à l'action simultanée d'une charge mécanique et du feu (figure 1.41).

L'analyse des contraintes et des déformations au sein du spécimen a été faite en utilisant la méthode des différences finies.

L'équation du modèle établi est donnée par l'équation (4) :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial t^2} - E(z,T) \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial z^2} - \rho F_z = F_m(z,t,T) + F_{ext}(z,t,T) \quad (4)$$

où ρ la densité volumique du bloc, w les déplacements suivant la direction de l'axe z ; E représente le module d'Young élastique résiduel de la roche de granite, $F_m(z,t)$ est une excitation mécanique extérieure, qui peut être constante ou variable; $F_{th}(z,t)$ est une excitation thermique et ρF_z est la force par unité de volume dans la direction de l'axe z .

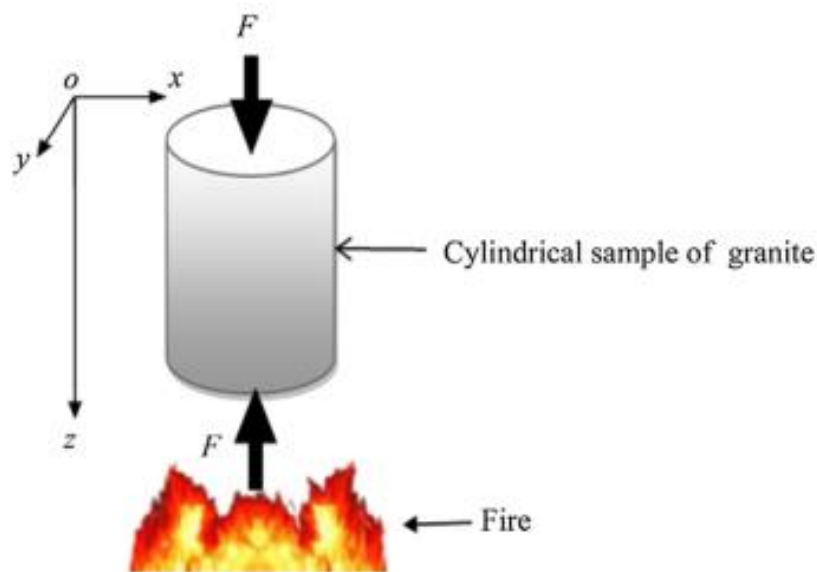


Figure 1.41: Spécimen de roche de granite sous chargement thermique (F_{th}) et mécanique (F_m) (Mambou et al., 2015).

La figure 1.42 présente les résultats de l'analyse de la contrainte interne et de la déformation interne au centre de l'éprouvette cylindrique de roche de granite.

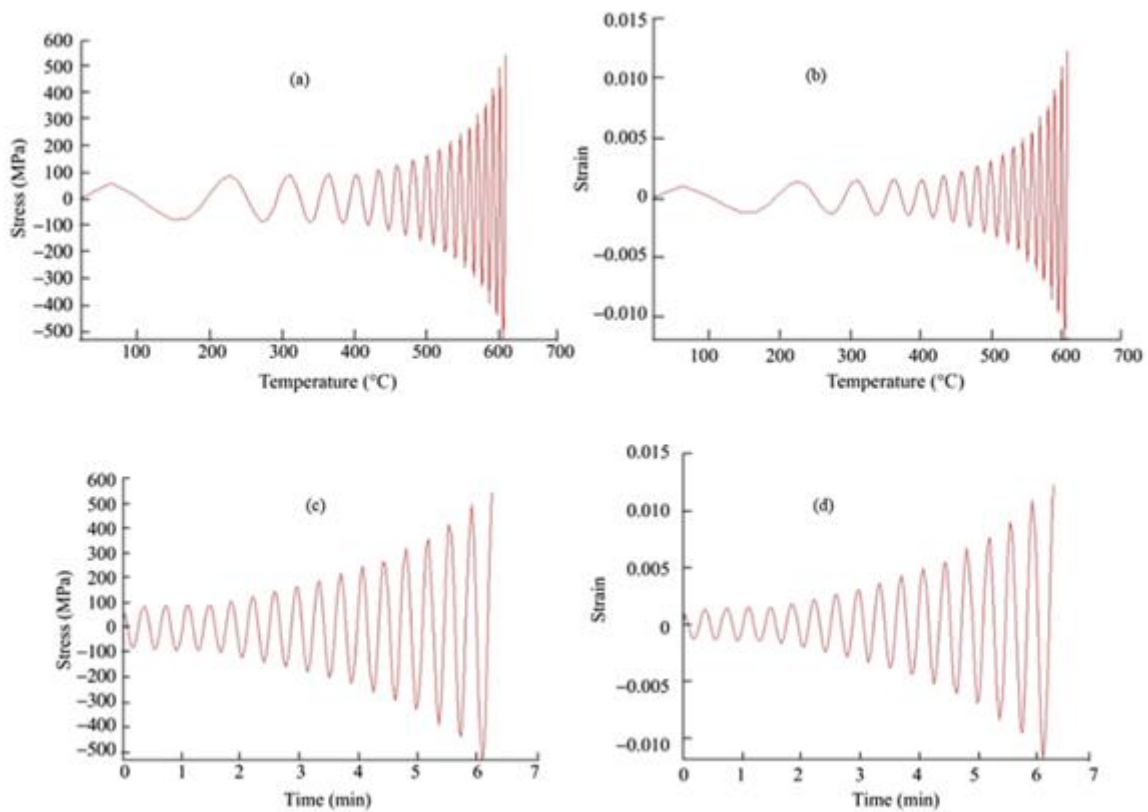


Figure 1.42: Evolution de la contrainte interne et de la déformation interne au centre de l'éprouvette : (a) contrainte verticale interne au centre en fonction de la température ; (b) déformation verticale interne au centre en fonction de la température ; (c) contrainte verticale interne au centre en fonction du temps ; (d) déformation interne verticale au centre en fonction du temps (Mambou et al., 2015)

Les auteurs (Mambou et al., 2015) ont montré à travers leurs résultats qu'à partir de 400 °C, la déformation interne et la contrainte interne croissent très rapidement, annonçant un début de la prédominance du phénomène de fissuration thermique et éventuellement une rupture imminente.

1.5 Conclusion

Différents aspects du comportement à température ambiante à haute température de bétons à base de granulats de natures pétrographiques différentes ont été étudiés.

Il ressort que les granulats présentent des propriétés intrinsèques différentes de par leur nature géologique, leur texture, leur morphologie, leur porosité, leur coefficient d'absorption, leur teneur en silice parfois élevée ; qui, une fois dans le béton ou dans le mortier modifie les propriétés de celle-ci. D'autre part, la dilatation thermique des granulats calcaires est moins élevée comparée à celles des granulats siliceux ; ce qui lui confère une meilleure stabilité thermique.

En outre, des études menées sur différents bétons (ordinaire et à hautes performances), peu d'auteurs ont montré un gain de résistance des bétons de la température ambiante jusqu'à la température 300 °C. Ce phénomène s'observe généralement sur les roches. De plus, la majorité des travaux montre que les performances mécaniques des bétons diminuent avec la température. Sans être exhaustif, nous avons donné ici les éléments essentiels permettant au lecteur de mieux aborder les parties de notre étude. Il s'agit de :

- La synthèse qui a montré tout d'abord la complexité de la microstructure du béton et de ses constituants puis, a révélé que le béton subit beaucoup de transformations physico-chimiques durant le cycle de chauffage et refroidissement conduisant à la modification de sa microstructure et de ses propriétés macroscopiques ;
- La réponse du matériau confectionné à base des différents types de granulats de carrière ;
- La synthèse qui a montré que les situations d'incendie affectent en fonction d'un grand nombre de paramètres les performances mécaniques et physiques des structures en béton.

Les études réalisées sur le comportement à haute température des bétons ordinaires et à hautes performances ne sont pas toutes récentes. La plupart des études porte sur un type limité de granulat (calcaire, siliceux, silico-calcaire) ; et très peu d'études abordent le comportement à haute température des bétons de granulats de gneiss et des bétons de granulat de basalte. Des données manquent sur la microstructure, l'évolution des propriétés thermiques, physiques et mécaniques des bétons et/ou des granulats de gneiss et de basalte.

De ce fait, ce travail tente de combler ces lacunes en produisant des résultats sur les propriétés de bétons avec différents types de granulats. L'étude regroupe des propriétés thermiques, physiques et mécaniques essentielles pour l'analyse du comportement à haute température des bétons et pour l'évaluation de la durabilité des bétons en situation d'incendie.

CHAPITRE 2 : METHODE EXPERIMENTALE ET MATERIEL

2.1 Introduction

L'objectif de ce travail est d'analyser le comportement à haute température de bétons formulés avec différentes natures minéralogiques de granulats provenant du Cameroun. Deux granulats ont été choisis suite aux premières analyses réalisées par Elat et *al.* (Elat et *al.*, 2020) à la température ambiante. Ces granulats sont issus de carrières qui couvrent les besoins dans et autour des villes de Yaoundé et de Bafoussam. A travers ce chapitre, nous présentons, en première partie, les matériaux utilisés avec les compositions des bétons formulés et le mode de conservation des éprouvettes confectionnées. La seconde partie de ce chapitre sera consacrée à la description des essais de caractérisations thermique, physique, mécanique et microstructurale réalisés.

2.2 Caractéristiques des matériaux et composition des bétons

2.2.1 Caractéristiques des matériaux

2.2.1.1 Granulats

Les granulats utilisés dans le cadre de ce travail sont issus de deux principales carrières dont les matériaux sont les plus utilisés dans la construction au Cameroun. Il s'agit de la carrière de GRACAM qui produit annuellement 119,012 m³ de granulats et s'étend sur au moins 12 hectares. La carrière de Bamougoum produit annuellement 205,803 m³ et s'étend sur environ 2 hectares dont la durée du contrat se termine en juin 2023. Ce site est exploité par l'entreprise CHINA LONGTENG SARL selon le ministère des mines, de l'industrie et du développement technologique (MINMIDT). L'annexe 2.1 présente la situation géographique des carrières. En dehors de ces deux carrières, le sable de rivière de Sanaga (provenant de la localité d'Ebebda dans la ville de Yaoundé) est aussi utilisé.

Au total, il y a trois sables de classe granulaire 0/5 qui sont utilisés : le sable alluvionnaire de Sanaga, le sable de Basalte de la carrière de Bamougoum et le sable de Gneiss de la carrière de GRACAM. Les gravillons de classe 5/15 sont issus des carrières de Bamougoum (Basalte) et de GRACAM (Gneiss). Les graviers de classe 5/15 sont issus des mêmes carrières que les gravillons. Les classes granulaires présentées sont celles généralement obtenues pour la formulation des matériaux de construction au Cameroun.

La figure 2.1 présente les différents granulats utilisés



Figure 2.1: Images macroscopiques des granulats.

L'analyse granulométrique des granulats (gravillons, graviers, sables) est réalisée suivant la norme NF EN 933-1 (CEN, 2012a) (Annexe 2.3). Les modes opératoires y sont brièvement décrites. Nous avons par la suite utilisé la méthode de Dreux-Gorisse (Annexes 2.4) pour la formulation des différentes compositions de béton.

Les courbes granulométriques des trois sables, des gravillons et des graviers sont représentées par la figure 2.2.

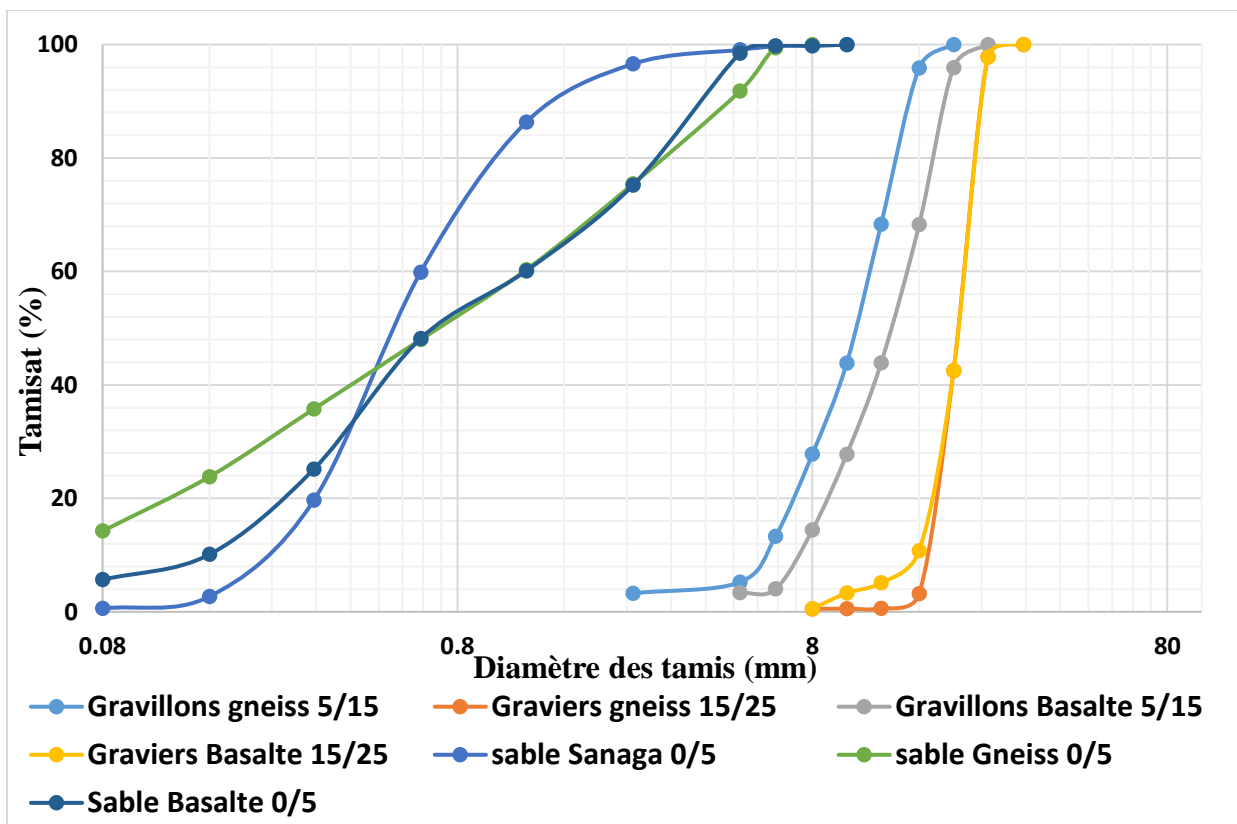


Figure 2.2: Courbes d'analyse granulométrique des différents granulats

Les courbes granulométriques montrent que les deux granulats gneiss et basalte ont une granulométrie continue et ne possèdent pas trop de fines comparées au sable de rivière Sanaga. Le tableau 2.1 présente les caractéristiques des différents granulats utilisés.

Tableau 2.1: Propriété des granulats utilisés

Type de Granulats et classe granulaire	Coefficients d'absorption (%)	Masse volumique réelle (g/cm ³)	Masse volumique Apparente (g/cm ³)	Module de finesse (%)	Equivalent de sable (%)
Sable Gneiss 0/5	2,94	2,87	1,71	2,65	63,78
Sable Sanaga 0/5	2,78	2,67	1,42	2,36	94,96
Sable Basalte 0/5	3,54	2,82	1,52	2,83	80,13
Gravillons Gneiss 5/15	0,3	2,86	1,51	-	-
Graviers Gneiss 15/25	0,3	2,57	1,53	-	-
Gravillons Basalte 5/15	0,2	2,81	1,61	-	-
Graviers Basalte 15/25	0,2	2,83	1,64	-	-

Du tableau 2.1, on remarque que les masses volumiques réelles et apparentes des gravillons 5/15 et des graviers 15/25 sont sensiblement égales.

En se basant sur le tableau 2.1, on note que :

- La masse volumique réelle du sable de gneiss est plus élevée que celle des sables basalte et Sanaga. Il en est de même pour les valeurs de masse volumique apparente. Cela peut

être dû au fait que les sables carrières gneiss et basalte issus d'un concassage renferment un pourcentage de fines plus élevé par rapport au sable alluvionnaire Sanaga.

- Le sable Sanaga et le sable gneiss étudiés ont un module de finesse compris dans la marge des valeurs admissibles. Ce qui n'est pas le cas par contre pour le sable basalte. Du fait de son pourcentage en éléments fins élevé, le sable gneiss convient pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante du béton. Les sables Sanaga et basalte correspondent aux sables qui doivent être utilisés lorsqu'on recherche une bonne résistance du béton.

Certaines propriétés physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques de ces granulats sont rassemblées dans l'annexe 2.3.

2.2.1.2 Ciment

Le ciment utilisé est un ciment local de type portland CEM II de classe 42,5 R de la société Dangoté du Cameroun. Il a une résistance à la compression à 28 jours supérieur à 42,5 MPa et inférieur à 62,5 MPa (voir annexe 2.2 fiche technique) et une masse volumique de 3100 kg/m³. La composition chimique du ciment se présente comme suit (tableau 2.2) :

Tableau 2.2: Composition chimique du ciment (Elat et al., 2020).

Composés	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	M _n O	M _g O	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	LOI
Proportions (%)	25,99	7,23	6,35	0,13	2,56	48,91	1,02	0,91	0,97	0,26	2,67

2.2.1.3 Eau

L'eau utilisée est celle issue du réseau de distribution en eau potable de la communauté d'agglomération de Cergy-Pontoise. La masse volumique de l'eau utilisée pour la formulation des bétons est de 1000 kg/m³.

2.2.2 Compositions

Trois (03) compositions de bétons sont formulées avec les différents granulats. Le rapport eau/ciment de 0,54 est constant pour tous les bétons ainsi que le volume de granulats. La méthode de formulation de Dreux-Gorisse est utilisée pour déterminer la quantité des différents constituants des bétons. Elle est détaillée en annexe 2.3. La première formulation de béton est composée uniquement de granulats de Gneiss. Elle est représentée par la nomenclature suivante B-SG-GG avec B désignant le Béton, SG le Sable de Gneiss et GG les gravillons et graviers de Gneiss. La seconde composition de béton est constituée de gravillons et graviers de Gneiss. Le sable de Gneiss est substitué (volumique) entièrement par le sable de rivière de Sanaga. Elle est représentée par B-SS-GG avec SS désignant le sable de Sanaga. Quant à la

troisième formulation, elle est constituée uniquement de granulats de Basalte. Elle est représentée par B-SB-GB avec SB désignant le Sable de Basalte et GB les gravillons et graviers de Basalte.

Afin de mieux comprendre certains phénomènes sur le béton de gneiss (B-SG-GG) durant le chauffage, un mortier équivalent béton a été aussi formulé. Il s'agit d'un mortier contenant uniquement le sable de Gneiss. Cette formulation de mortier est désignée par M-SG avec M mortier et SG le sable de Gneiss.

Le tableau 2.3 présente la composition des différents bétons avec l'affaissement obtenu au cône d'Abrams.

Tableau 2.3: Formulation pour 1m³ de béton et mortier.

Nomenclature	B-SS-GG	B-SG-GG	B-SB-GB	M-SG
C-Ciment [kg/m ³]	375	375	375	375
E-Eau [kg/m ³]	204	204	204	204
S-Sable [kg/m ³]	680	729	762	1937
g-Gravillons [kg/m ³]	579	579	571	-
G-Graviers [kg/m ³]	560	560	571	-
Densité théorique des bétons [kg/m ³]	2398	2447	2482	2516
Affaissement (mm)	110	100	100	-
Eau _{totale dans le béton} [%]	9,44	9,35	9,39	10,37

2.2.2.1 Fabrication, confection et conditionnement des éprouvettes

Avant chaque gâchée de bétons, la teneur en eau des granulats est déterminée afin de prendre l'absorption d'eau dans l'eau totale. Les matériaux sont introduits dans le malaxeur en allant du gros granulat au plus fin. Un mélange à sec est réalisé entre 60 – 90 secondes. De l'eau est ajoutée progressivement dans le malaxeur puis mélangé durant 120 à 200 secondes.

Une fois le mélange réalisé, le test d'affaissement au cône d'Abrams est réalisé. La classe d'affaissement visée est S3 (10- 15cm).

Des éprouvettes cylindriques de dimensions 110 × 220 mm et 150 × 300 mm (diamètre × hauteur) sont confectionnées. Elles sont conservées jusqu'à quatre-vingt-dix jours au minimum afin de s'assurer de la stabilité des réactions pouzzolaniques et aussi d'avoir moins d'eau libre dans le béton. L'eau libre joue un rôle important lors de la montée en température du béton. Les figures 2.3 et 2.4 présentent la table vibrante et le test d'affaissement.



Figure 2.3: Table vibrante et éprouvettes.

La figure 2.4 illustre la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.

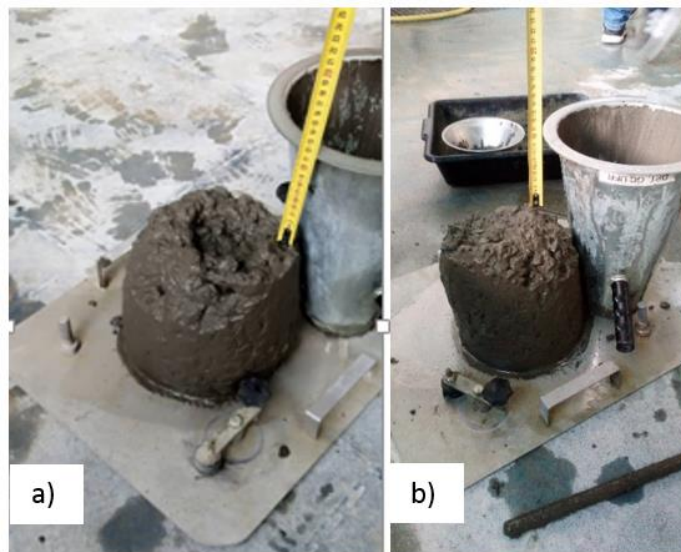


Figure 2.4: Affaissement au cône d'Abrams : a) B-SG-GG ; b) B-SS-GG

Dans le souci de déterminer le gradient thermique (à partir de la différence de température) dans le béton lors du cycle de chauffage-refroidissement, un thermocouple est noyé entre le centre et la surface des éprouvettes lors de sa confection (figure 2.5) (annexe 2.3). Les températures de surface et au centre sont obtenues sur des éprouvettes cylindriques de 11 x 22 cm en utilisant des thermocouples de type K.SV/SV.2x0.03 mm² de ACTIFA.

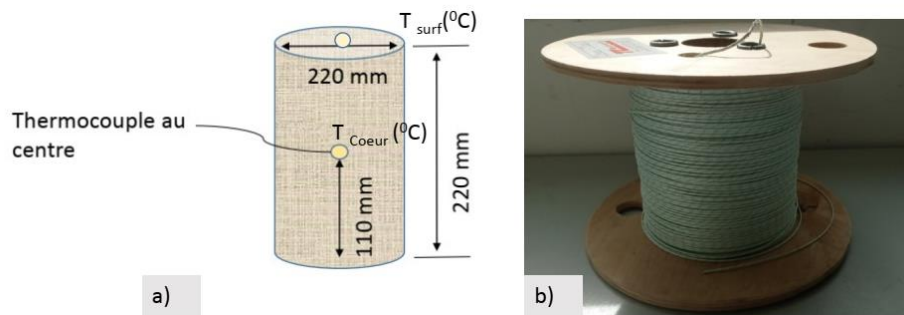


Figure 2.5: Mise en place des thermocouples de mesure a) Equipement d'une éprouvette avec thermocouple à cœur et en surface ; b) Thermocouple.

2.2.2.2 Conservation et cure appliquée

Les éprouvettes ont été conservées suivant le mode « non drying concrete », conformément aux recommandations de la RILEM (Rilem, 2007). Elles sont gardées dans leur moule en carton, puis recouvertes par des couvercles en plastique. Elles sont démoulées et conservées dans des sacs plastiques étanches à la température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ dans une salle de conservation à humidité relative de $\text{RH}=74 \pm 10\%$ jusqu'à au moins 90 jours. Cette cure permet de limiter la teneur en eau libre avant les essais thermiques (figure 2.6).



Figure 2.6: Maintien dans des sacs plastiques étanches apposés d'un numéro d'identification unique et stockage dans la salle.

2.2.2.3 Teneur en eau des bétons

La teneur en eau libre des bétons est mesurée à la suite des essais mécaniques réalisés à la température ambiante. Les échantillons sont pris à différents endroits et ont une masse moyenne d'un kilogramme. Les échantillons sont ensuite séchés dans une étuve réglée à la température de $85 \pm 5^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante.

2.2.3 Spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF)

La spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) est une technique intéressante utilisée permettant d'obtenir la composition chimique d'une substance. Cette analyse a été effectuée sur tous les échantillons de sables, de bétons et de mortier réduit au

préalable en poudre (annexe 2.7). Les spectres FTIR ont été enregistrés, dans la gamme de 4000-600 cm^{-1} , avec un spectromètre Alpha (Bruker) au laboratoire ERRMECe (Equipe de Recherche sur les Relations Matrice Extracellulaire-Cellule), CY Cergy Paris Université. La correction de la ligne de base, fournie par le logiciel FTIR, a été appliquée à tous les spectres (figure 2.7).

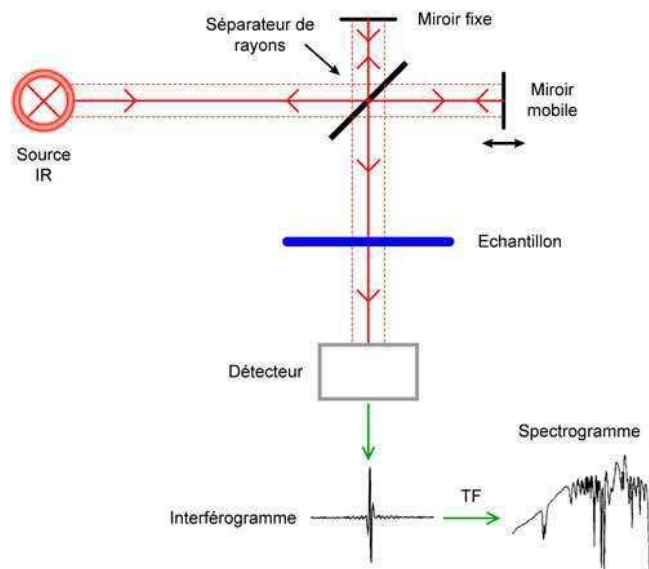


Figure 2.7: Principe d'un spectromètre Infrarouge à Transformée de Fourier (IRFT) (Vial, 2013).

2.3 Essais à chaud

2.3.1 Analyse thermo gravimétrique et thermo différentielle (ATG/ATD)

Les analyses thermiques permettent d'identifier les phénomènes thermochimiques qui interviennent en fonction de la température. On peut citer entre autres :

- L'analyse thermogravimétrique (ATG) qui est le suivi de la perte de masse en fonction de la température ;
- L'analyse thermo-différentielle qui est le suivi de la différence de température entre un échantillon étudié et un corps témoin. Cette méthode consiste à mesurer la différence de température ΔT entre un échantillon (T_e) et une substance de référence (T_r), tous deux soumis à une même loi d'échauffement ou de refroidissement généralement linéaire. La référence est « inerte » c'est à dire qu'elle ne subit aucune transformation physique ou chimique dans le domaine de température considéré. L'enregistrement de ΔT en fonction de la température ou du temps représenté par le pic d'ATD, pic qui peut être endothermique (les transitions de phase et l'évaporation de solvants) ou exothermique (la cristallisation, l'oxydation et certaines de décompositions) selon la nature de la transformation considérée.

L'échantillon est réduit au préalable en poudre à l'aide d'un vibro broyeur qui tourne à une vitesse de 1200 tr/min pendant une durée de soixante secondes (figure 2.8b) ; puis une masse de 90-110 mg est mise dans les creusets en aluminium (Al_2O_3) (cf annexe 2.7). Le programme de chauffage commence par une isotherme de 10 min à la température ambiante du four. Il se poursuit avec une vitesse de chauffage de $10^{\circ}C/min$ jusqu'à la température de $1100^{\circ}C$ avec une isotherme de 10 min (annexe 2.7).

L'appareil utilisé est le STA 449 F1 Jupiter développé par NETZSCH (voir figure 2.8a)

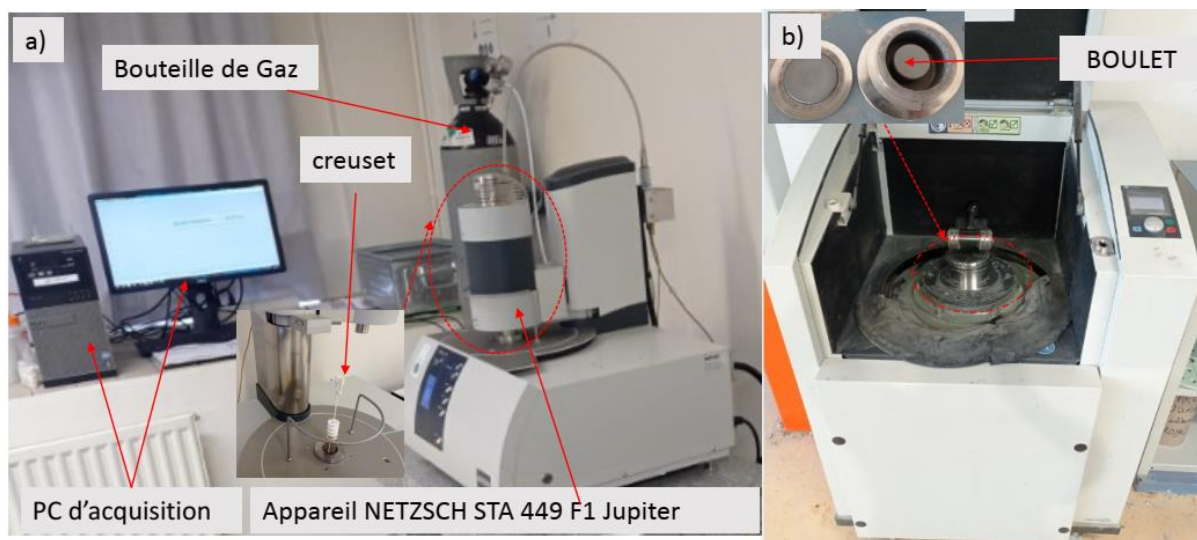


Figure 2.8: Dispositif de mesure ATD/ATG : a) appareil STA 449 F1 Jupiter NETZSCH et b) Vibrobroyeur.

2.3.2 Mesure de la dilatation thermique linéaire

La mesure permet d'évaluer la dilatation thermique linéaire (unidirectionnelle) d'un échantillon. Le matériel utilisé est un dilatomètre DIL 402 PC développé par NETZSCH (figure 2.9).

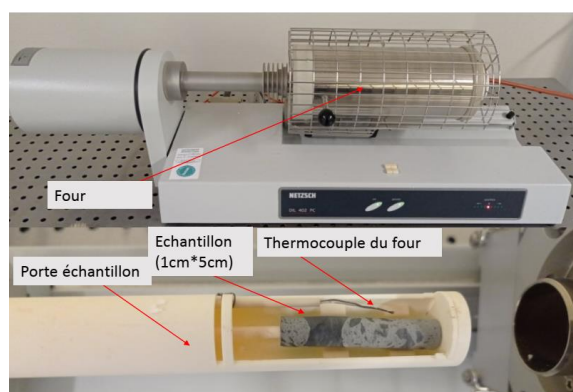


Figure 2.9: Dilatomètre NETZSCH DIL 402 PC.

Les mesures de dilatation thermiques ont été effectuées sur tous les échantillons de roches et de bétons de dimensions 1×5 cm (diamètre \times longueur). La vitesse de chauffage est de $4^\circ\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température de 1050°C . Cette montée est suivie d'une phase d'isotherme d'une durée de dix minutes. Ensuite la phase de refroidissement est effectuée à la vitesse de régulation de $-4^\circ\text{C}/\text{minute}$ (annexe 2.7).

2.3.3 Mesure des propriétés thermiques

Les propriétés thermiques comprennent la conductivité thermique, la diffusivité thermique et la capacité thermique. Les principes de la caractérisation reposent sur la théorie développée par Gustaffson (**Gustaffson, 1991 ; Gustaffson et Long, 1995**). Le matériel utilisé est un Hot-Disk TPS 1500 (Hot disk, 2014) (figure 2.10)



Figure 2.10: Dispositif expérimental de mesures de propriétés thermiques

Il est piloté par un ordinateur qui comprend un logiciel de traitement de données Hot Disk Thermal Constants Analyser version 7.4.9 et le protocole est brièvement décrit à l'annexe 2.5. Deux types de sondes ont été utilisés pour la mesure à température ambiante (Annexe 2.5). Pour la mesure à haute température, seule la sonde mica est utilisée sur des disques de bétons de dimension 11×5 cm (diamètre \times hauteur) issu des éprouvettes cylindriques.

2.4 Essais résiduels

2.4.1 Cycles de chauffage - refroidissement

Dans le cadre de notre étude, nous avons appliqué quatre cycles de chauffage-refroidissement de la température ambiante de 20°C à différents paliers : 150°C , 300°C , 450°C et 600°C (figure 2.11) au moyen d'un four électrique (figure 2.13). Chaque cycle de chauffage-refroidissement est composé d'une phase de montée en température à la vitesse de $1^\circ\text{C}.\text{mn}^{-1}/10^\circ\text{C}.\text{mn}^{-1}$, d'un palier à température constante d'une durée d'une heure et, la dernière phase de refroidissement à la vitesse moyenne théorique de $-1^\circ\text{C}.\text{mn}^{-1}/-10^\circ\text{C}.\text{mn}^{-1}$ jusqu'à la température ambiante (figure 2.11). Cette phase de refroidissement des éprouvettes n'est pas

pilotée. Elle se fait de façon naturelle en fonction de la température à l'intérieur du four qui est maintenu fermé.

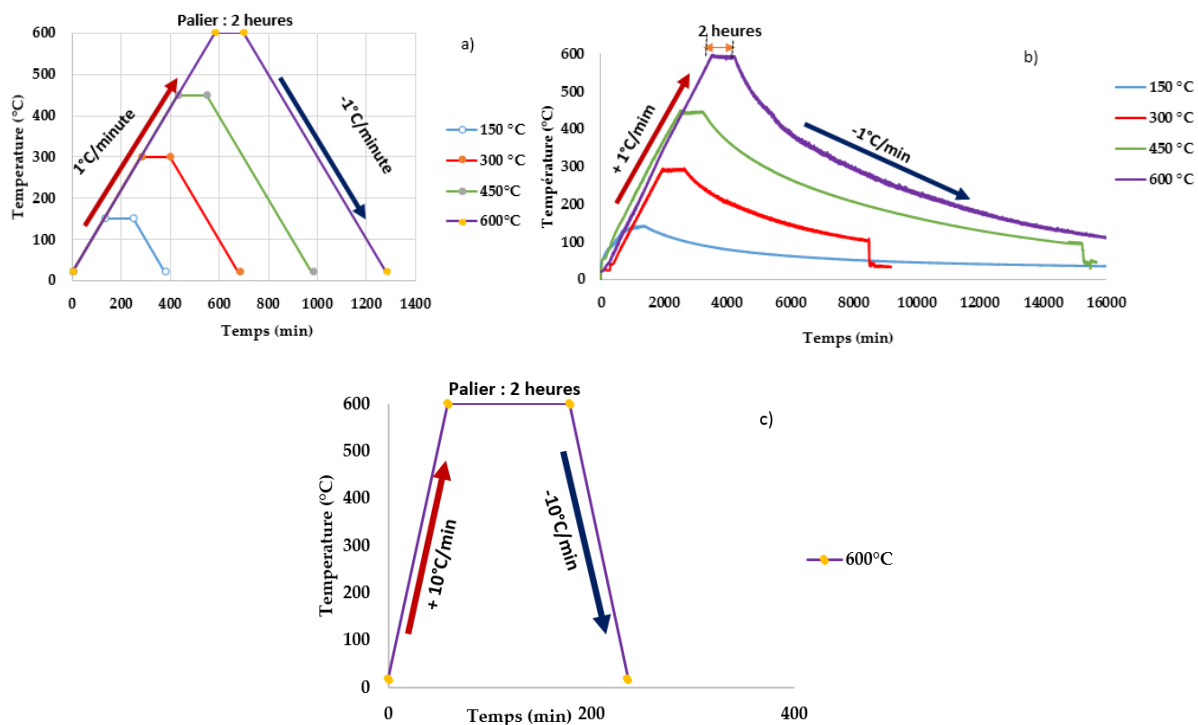


Figure 2.11: Cycles de chauffage-refroidissement : a) Théoriques à 1°C/min ; b) Expérimentale à 1°C/min ; c) Théorique à 10°C/min.

Le choix de ces températures est fait par rapport au comportement des différents composants de la matrice cimentaire. La figure 2.12 illustre ce comportement.

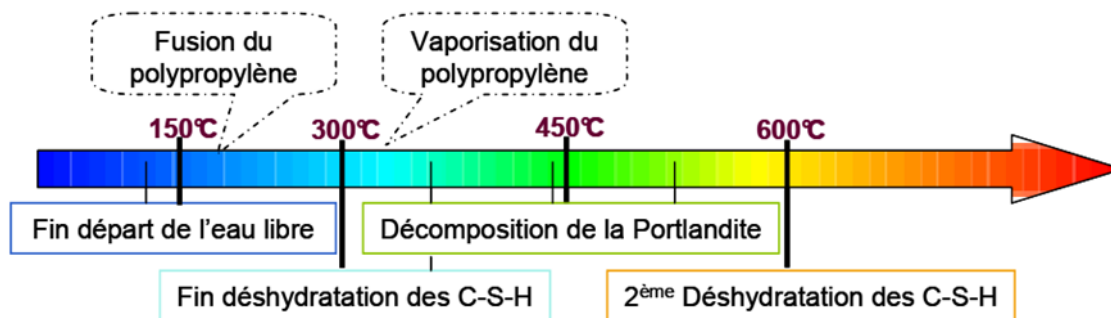


Figure 2.12: Paliers de température suivant le comportement de la matrice cimentaire (Pliya, 2010).

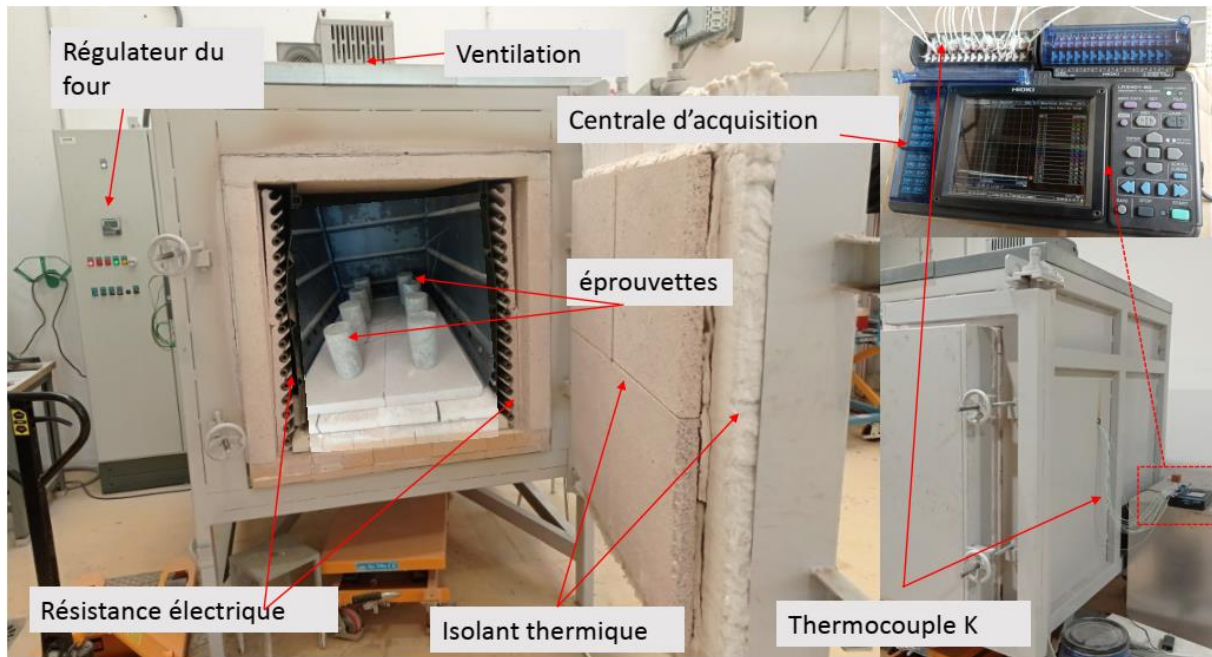


Figure 2.13: Dispositif de chauffage et d'acquisition des températures.

2.4.2 Mesure de la réponse thermique

Les températures au centre « T_{centre} » et en surface « T_{surf} » sont mesurées à l'aide d'une centrale d'acquisition à des pas de temps de 10 secondes. La différence ΔT est obtenue par une différence entre la température de surface et le cœur de chaque éprouvette (figure 2.5).

2.4.3 Mesure des propriétés physiques résiduelles

2.4.3.1 Perte de masse

Quatre éprouvettes cylindriques 11×22 cm (éprouvettes non instrumentées) sont pesées avant et après chaque cycle de chauffage – refroidissement. Les éprouvettes issues du chauffage sont pesées directement afin d'éviter tout phénomène de réhydratation avec le milieu ambiant. Les masses avant et après cycle de chauffage-refroidissement sont mesurées à l'aide d'une balance de capacité maximale 25000 g et d'une précision de 0,1g.

Elle est obtenue de la façon suivante :

$$Perte(\%) = \frac{m_a - m_{T_i}}{m_a} \times 100 \quad (1)$$

Où m_a est la masse avant chauffage à température ambiante et m_{T_i} la masse après chauffage et refroidissement.

2.4.3.2 Porosité, masse volumique à l'éthanol et degré de saturation

L'éthanol est utilisé afin de limiter tout risque de réhydratation des éprouvettes chauffées. La porosité est obtenue sur dix échantillons d'une masse moyenne chacune de 100

g. Le test est réalisé conformément à la norme NF P 18-459 en remplaçant l'eau par l'éthanol. Les échantillons testés sont ceux portés à des températures de 80°C, 150°C, 300°C ; 450°C et 600°C. Il faut noter que les échantillons portés à la température de 80°C sont initialement pré-séchés à l'étuve (80°C) jusqu'à masse constante. Les échantillons testés sont issus directement des éprouvettes après les essais mécaniques. Ils sont représentatifs et sont ensuite pesés et placés dans un dessiccateur en prenant le soin qu'ils ne se touchent pas pour y faire du vide pendant 24 h au moins. Ensuite, ils sont saturés à l'éthanol pendant un moins 30 min le temps que la pression dans le dessiccateur revienne à la normale (0,08 bar). Puis, on réalise des pesées éthano-statiques, puis on étuve pendant 24h. Le dispositif est présenté à la figure 2.14:

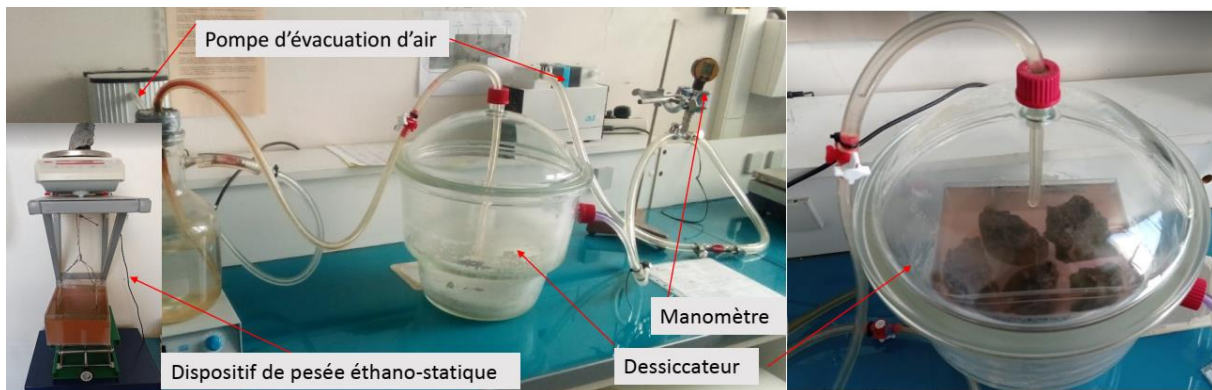


Figure 2.14: Dispositif de mesure pour la porosité

La formule donnant la porosité est :

$$Porosité(\%) = \frac{(M_{sat} - M_{sec})}{(M_{sat} - M_{ethanostatique})} \times 100 \quad (2)$$

Avec M_{sat} la masse de l'échantillon saturée séchées en surface, M_{sec} la masse de l'échantillon après étuvage, $M_{ethanostatique}$ la masse de l'échantillon saturée immergée.

La masse volumique à l'éthanol a été mesurée après refroidissement. Ces valeurs ont été obtenues par calcul à partir de celle de la porosité à l'éthanol donnée par la formule (3) :

$$Masse\ volumique\ à\ l'\ ethanol = \frac{M_{sec}}{V_{apparent}} \quad (3)$$

$$V_{apparent} = \frac{M_{sat} - M_{ethanol}}{\rho_{ethanol}}$$

$V_{apparent}$ est le volume apparent de l'échantillon

$\rho_{ethanol} = 0,7895 \text{ g / cm}^3$ est la masse volumique de l'échantillon

Cependant, la masse volumique réelle des bétons a été obtenu sur tous des éprouvettes 11 x22 cm directement après le séchage selon la formule (4):

$$\rho_{bétons} = \frac{M_{seche}}{M_{saturé} - M_{hydrostatique}} \times \rho_{eau} \quad (4)$$

où $\rho_{bétons}$ est la masse volumique en kg/m^3 des bétons, ρ_{eau} la masse volumique de l'eau,

$M_{hydrostatique}$ la masse hydrostatique, M_{seche} est la masse sèche de l'éprouvette démoulée après 24 h.

- Degré de saturation

Le degré de saturation est calculé comme le rapport entre le volume d'eau contenue dans les vides ouverts et le volume des vides ouverts. Il se traduit par l'équation :

$$S_r = \frac{\rho_a}{P} \cdot \frac{W_e}{\rho_e} \quad (5)$$

Avec ρ_a la masse volumique réelle des bétons, ρ_e la masse volumique de l'éthanol, w_e la teneur en eau, P la porosité des bétons.

2.4.3.3 Evolution de la perméabilité au gaz

La perméabilité au gaz a été mesurée via la méthode de Cembureau (**Kollek, 1989**). La figure 2.15 présente le dispositif de mesure et l'annexe 2.5 décrit brièvement l'essai. Pour chaque type de béton, les mesures ont été effectuées sur deux de disques de 50 mm d'épaisseur et de 150 mm de diamètre pour chaque palier de la température (80°C, 150°C, 300°C, 450°C et un seul disque pour le palier de 600 °C) obtenu préalablement sur les éprouvettes cylindriques 15 × 30 cm après 90 jours de maturation ($T=20 \pm 2^\circ\text{C}$, $HR=74 \pm 10\%$). En effet, les échantillons non chauffés ont été préalablement séchés dans une étuve à la température de $80 \pm 5^\circ\text{C}$ et ceux qui ont été soumis au cycle de chauffage-refroidissement de 150°C ont été séchés dans une étuve à la température de $80 \pm 5^\circ\text{C}$ jusqu'à une masse constante.

L'équation de Hagen-Poiseuille (équation (6)) permet de déterminer la perméabilité apparente

$$K_{gaz} = \frac{2 \times P_{atm} \times Q \times L \times \mu}{A \times (P^2 - P_{atm}^2)} \quad (6)$$

Où Q représente le débit volumique du fluide (m^3/s) ; L (m) la moyenne des trois épaisseurs prise sur l'échantillon avant la mesure ; A (m^2) la section de l'échantillon ; μ ($Pa \cdot s^{-1}$) la viscosité dynamique du gaz ou fluide (Azote) à $20^\circ C$ égale à $1,76 \times 10^{-5}$; P_a la pression atmosphérique exprimée en (Pa) égale à 101325 Pa et P (Pa) la pression injectée à l'entrée.

En utilisant K_{gaz} pour différentes pressions d'entrée, la perméabilité intrinsèque du béton peut être calculée en utilisant la méthode de Klinkenberg (équation (7)) (**Klinkenberg, 1941 ; Zhang et al, 2019**).

$$K_{gaz} = K_{int} \left(1 - \frac{\beta}{P_m} \right) \quad (7)$$

Avec β la constante de Klinkenberg et $K_{int}=f(1/P_m)$ la pente de la ligne de Klinkenberg qui dépend physiquement de la taille des pores et du gaz.

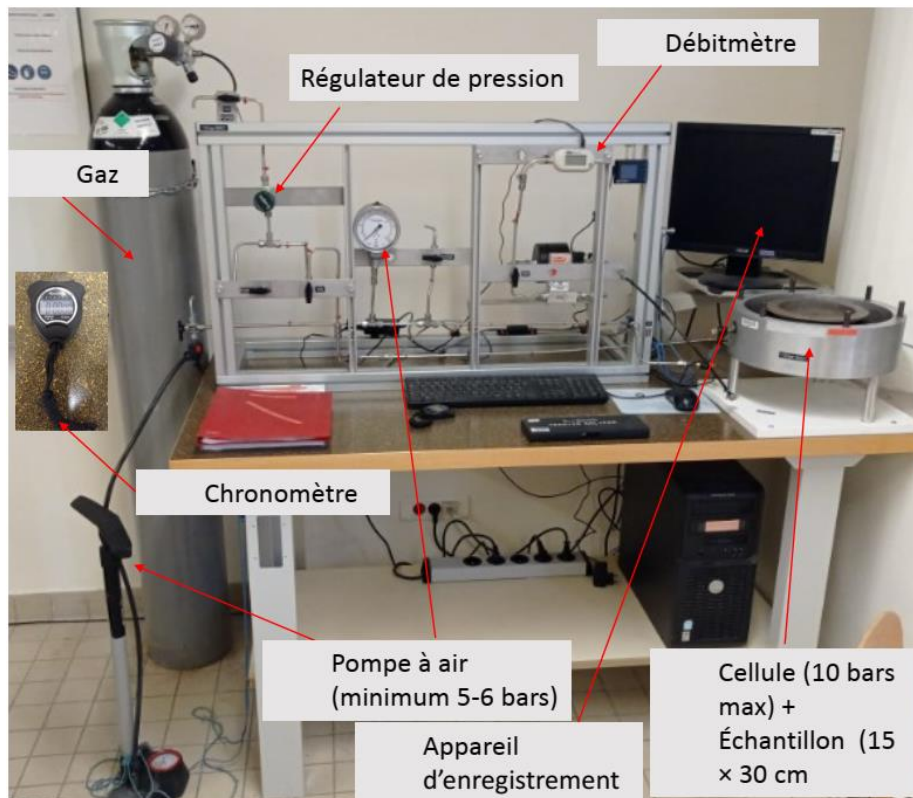


Figure 2.15: Dispositif de mesure de la perméabilité au gaz.

2.4.4 Evolution des propriétés mécaniques résiduelles

2.4.4.1 Essai de compression uniaxiale

Pour chacune des formulations et chaque cycle de chauffage, trois éprouvettes de dimensions 11×22 cm sont surfacées au soufre conformément à la norme NF EN

12390-324 (AFNOR, 2003). L'éprouvette est soumise à un chargement de $0,5 \text{ MPa.s}^{-1}$ jusqu'à la rupture à l'aide d'une presse INSTRON de 3000 kN (figure 2.16).



Figure 2.16: Dispositif expérimental de mesure des résistances en compression.

2.4.4.2 Module d'élasticité statique et coefficient de Poisson

L'essai est réalisé sur trois éprouvettes cylindriques $11 \times 22 \text{ cm}$. Des jauges de déformations sont collées sur les éprouvettes dans les directions longitudinale et radiale (figure 2.17). Pour déterminer le module d'Young statique et le coefficient de Poisson, nous avons utilisé des jauges de déformations (30 mm de longueur) permettant de mesurer les faibles déformations. A mi-hauteur, des éprouvettes $11 \times 22 \text{ cm}$ et diamétralement opposée, quatre jauges de 30 cm sont collées, dont deux en position axiale et deux en position radiale. Trois cycles de charge/ décharge ont été appliquées sur l'éprouvette cylindrique tout en restant dans le domaine élastique conformément à la norme NF EN12390-13 où la charge maximale est estimée à 30% de la rupture. La description du fonctionnement des jauges est décrite à l'annexe 2.6.



Figure 2.17: Eprouvette prête à l'essai et observation après essai

2.4.4.3 Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité est obtenu par mesures de vitesse d'ondes selon la norme NF EN 12504 4 sur des spécimens ayant une hauteur moyenne de 220 mm et un diamètre de 110 mm.

Le matériel utilisé est l'appareil à ultrason « Pundit » (figure 2.18). Les échantillons ont été soumis à des cycles de chauffage-refroidissement de la température ambiante jusqu'à 600°C. Pour les échantillons soumis au cycle de chauffage-refroidissement de 150°C, il a été remarqué que la durée de chauffage n'est pas suffisante pour éliminer toute l'eau libre des bétons. Cet appareil est muni de deux sondes avec une valeur maximale de 55 kHz permettant de mesurer le temps de propagation des ondes émise d'une sonde à une autre en traversant un matériau à caractériser. Il a été déterminé au moins en moyenne sur quatre éprouvettes cylindriques de bétons 11 x 22 cm. Avant la mesure, on prend le soin d'étalonner l'appareil à l'aide d'un matériau dont le temps de propagation des ondes est connu en micro seconde (μs). Par la suite, on ajuste de la vaseline sur les deux faces opposées planes pour avoir un bon contact et optimiser le signal émis. De plus, la longueur L (mm) du matériau est mesurée. Ainsi, juste avant de noter la valeur du temps, on s'assure du contact et de l'alignement des deux sondes avec l'échantillon ; puis on note cette valeur. L'essai est répété quatre fois. Ensuite, la moyenne de ces quatre temps est calculée. Le module dynamique est obtenu de la façon suivante :

$$E_d = \frac{\rho \times V_p^2 (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (8)$$

Avec ρ (kg / m^3) est la masse volumique, V_p (m/s) la vitesse de propagation des ondes ; ν le coefficient de poisson pris égale à 0.2 ; E_d (GPa) le module d'élasticité.

$$V = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{E_d (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (9)$$



Figure 2.18: Accéléromètre, transducteurs, échantillon pour étalonnage.

2.4.4.4 Essai de traction par fendage

Selon la norme NF EN 12390-6, on obtient les résistances à la traction par fendage sur les éprouvettes de béton à l'aide d'une presse ZWICK de 350 kN (figure 2.19). La vitesse de chargement requise est donnée par $R=1,9 \text{ kN/s}=114 \text{ kN/min}$.

$$R = \frac{s \times \pi \times L \times d}{2} \quad (10)$$

R est la vitesse de chargement requise, exprimée en newtons par seconde (N/s) ; L la longueur de l'éprouvette, exprimée en millimètres (mm) ; d la dimension nominale de l'éprouvette, exprimée en millimètres (mm) ; s est la vitesse de mise sous contrainte égale à 0,05 ; exprimée en mégapascals par seconde (MPa/s) ou en newton par millimètre carré par seconde (N/mm².s).

Expression des résultats :

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (11)$$

Où f_{ct} est la résistance en traction par fendage, exprimée en mégapascals ou en newtons par millimètre carré (N/mm²), F est la charge maximale exprimée en newton.

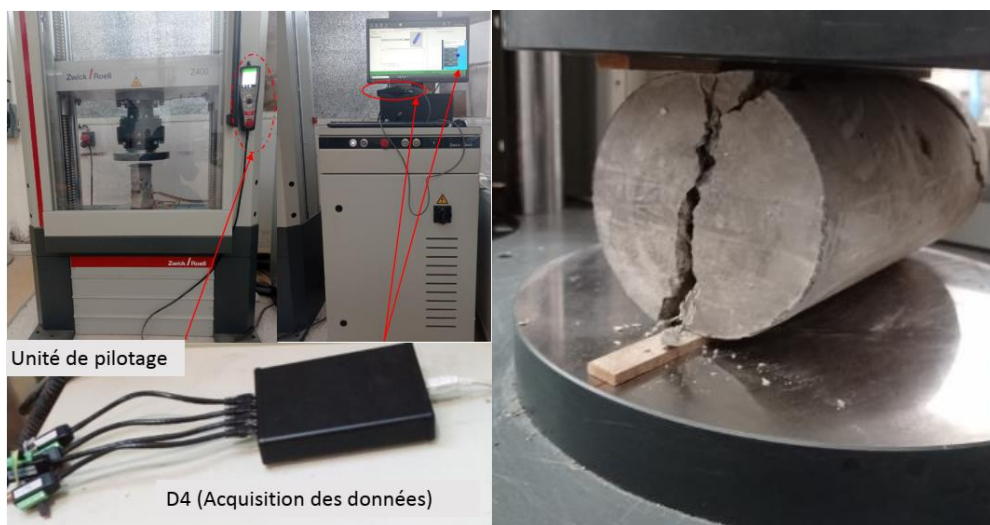


Figure 2.19: Dispositif expérimental de mesure des résistances en Traction.

2.4.4.5 Essai de traction par flexion

Les essais de traction par flexion sont menés sur trois éprouvettes prismatiques de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$ conformément à la norme NF EN 196-12016 (Afnor, 2009) à une vitesse de 50 N/s jusqu'à la rupture (figure 2.20). Cependant, la vitesse de chargement pour la compression reste

égale à 0,5 MPa/s. La résistance en traction flexion en méga pascalle est obtenue par la formule suivante :

$$R_c = \frac{1,5 \times F_l \times l}{b^3} \quad (12)$$

F_l (N) est la charge maximale à la rupture appliquée au milieu du prisme ; b (mm) la section carrée du prisme ; l (mm) est la distance entre les appuis

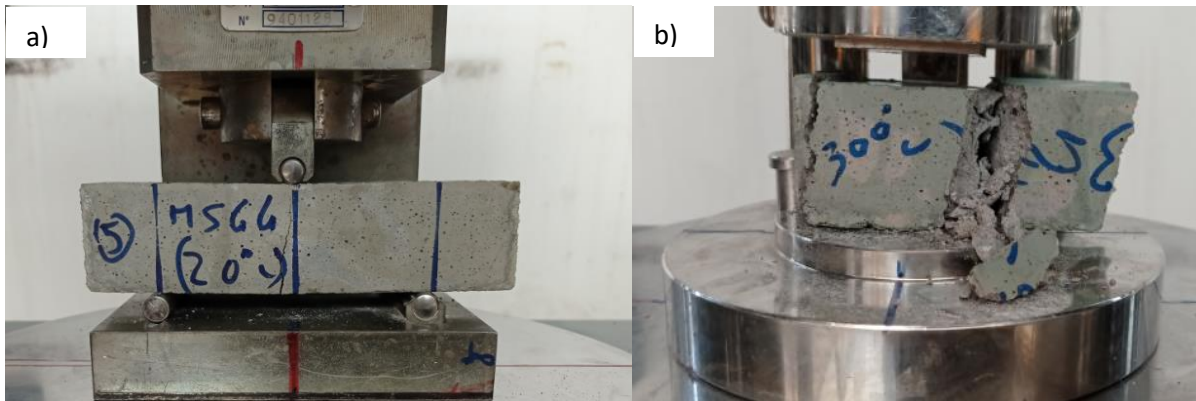


Figure 2.20: a) Dispositif expérimental de mesure des résistances en Traction par flexion, b) résistance en compression.

2.5 Analyses microscopiques

2.5.1 Observation au microscope et stéréo-microscope

Afin de comprendre davantage la microstructure des matériaux et son comportement résiduel, nous avons en premier temps effectués des observations à l'œil nu avant et après traitement thermique. En deuxième lieu ; les fissures sont observées sur des échantillons 5×1 cm obtenus après avoir carotté sur des échantillons de roche et de béton pour des essais de dilatomètre (figure 2.21). Après avoir obtenu des échantillons 5×1 cm par carottage, ils sont ensuite étuvés dans une étuve à la température de $80 \pm 5^\circ\text{C}$ pendant 24 h. Les échantillons qui dépassent 52 mm ont été réduits à l'aide du papier vert à une longueur inférieure à 52 mm (mesure au dilatomètre). Ensuite, les différents matériaux sont soumis respectivement à des cycles de chauffage-refroidissement et les observations ont été obtenues.



Figure 2.21: Carotteuse à eau Hilti DD 150-U

De plus, certaines images sont prises sur des corps d'épreuve de dimensions 11×22 mm et 150×50 mm avant et après chaque cycle de chauffage. Un stéréo-microscope développé par Nikon est utilisé pour cette observation microscopique (figure 2.22). Il a un fort grossissement et un grand rapport de zoom (SMZ1000) 10X qui s'étend de 0,8X à 8X. Cela donne un total de 4X à 480X selon la combinaison d'oculaire et l'objectif utilisé. Il assure un fonctionnement confortable et précis dans une posture naturelle (Annexe 2.8).



Figure 2.22: Stéréo-microscope

2.5.2 Observation au microscope électronique à balayage

Les observations sont réalisées sur des échantillons de bétons de dimension allant de 4-5cm issus des essais mécaniques. Puis, ils sont imprégnés de résine et séchés pendant 24 h. Ils ont été polis par la suite à l'aide d'une machine à polissage automatique et des papiers verre abrasifs de carbure de silicium (SiC) en appliquant une force de 30 kN pendant 30 secondes (annexe 2.9). Enfin, ils sont métallisés à l'aide d'ions en platine afin de rendre plus conducteur (figure 2.23).

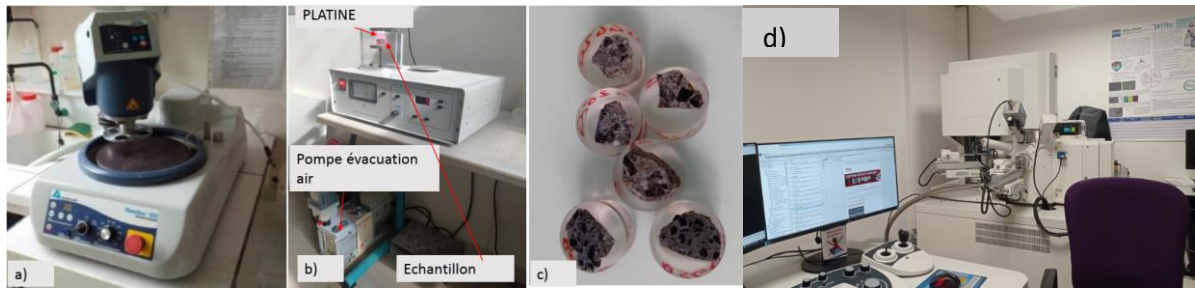


Figure 2.23: a) Polisseuse, b) Dispositif de métallisation, c) Echantillons et d) Appareil de mesure.

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit les différentes méthodes expérimentales et les matériaux qui ont été utilisés. De plus, nous avons détaillé et présenté la méthode de formulation ainsi que les conditions des cures qui ont été appliquées. Les différents essais qui ont été réalisés concernaient la caractérisation, l'analyse des propriétés physiques et mécaniques résiduelles en passant par la microstructure en fonction de la température avec une vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ d'une part ; et d'autre part l'étude de la stabilité thermique des bétons soumis à des températures élevées dont la vitesse est de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Le prochain chapitre de ce travail est consacré aux résultats des tests que nous avons présentés.

CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX DU COMPORTEMENT DES BETONS

3.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail. Les analyses thermiques gravimétriques et différentielles, la dilatométrie et les propriétés thermiques obtenues à chaud seront présentées en première partie. Ensuite, l'évolution des différences de température entre la surface et le centre des éprouvettes 11×22 cm pour les cycles de chauffage-refroidissement à $1^\circ\text{C}/\text{min}$ (chauffage lent) et $10^\circ\text{C}/\text{min}$ (chauffage rapide) jusqu'à la température de 600°C fait l'objet de la seconde partie. Par la suite, l'évolution des propriétés résiduelles après les cycles de chauffage-refroidissement à 150°C , 300°C , 450°C , 600°C est présentée. Cette partie vise à déterminer les propriétés physico-mécaniques résiduelles telles que la perte de masse, la porosité, la perméabilité au gaz, la masse volumique, la vitesse des ondes (P), la résistance à la compression, la résistance à la traction par fendage, le module d'élasticité (statique et dynamique) ; et les relations qui en découlent entre elles. Enfin, les résultats seront complétés par des analyses microstructurales. Notons que trois types de béton sont confectionnés avec un rapport E/C constant égal à 0,54. Un béton (B-SG-GG) formulé uniquement avec les granulats de gneiss ; un béton (B-SS-GG) confectionné avec un remplacement du sable de gneiss par le sable de rivière Sanaga en conservant les gravillons, graviers de gneiss ; et un béton (B-SB-GB) confectionné uniquement avec les granulats de basalte.

3.2 Evolution des propriétés à haute température

3.2.1 Analyses thermo gravimétrique et thermo différentielle

L'analyse thermogravimétrique (ATG) et thermo différentielle (ATD) ont été effectuées sur les granulats (Basalte, Gneiss, Sanaga), les bétons et les mortiers. Ces analyses permettent d'étudier les transformations minéralogiques des matériaux utilisés. La figure 3.1 présente les transformations minéralogiques des granulats.

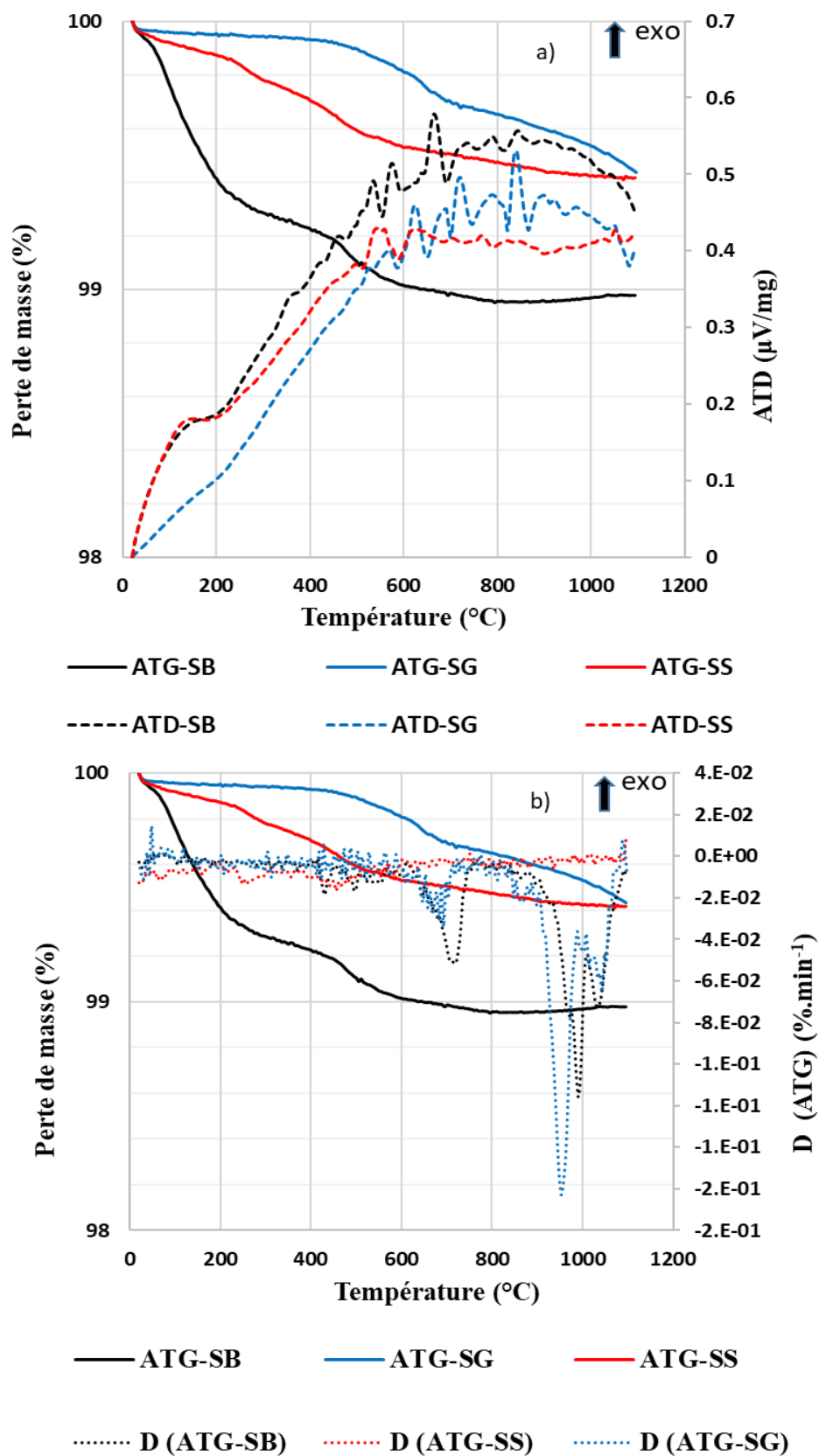


Figure 3.1 : a) ATG/ATD des granulats ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour des granulats

Les observations faites sur la figure 3.1 montrent des changements de phase vitreuse qui s'accompagnent des pertes de masse. Une différence notable est observée entre 100°C et 200°C entre le basalte et les autres types de sable. Cela est probablement dû à l'évaporation de l'eau libre présente dans les granulats et à la déshydroxylation des minéraux tels que les oxydes et hydroxydes de fer ($\text{FeO}(\text{OH})$ et Fe_2O_3) qui va jusqu'à la température de 250°C. Certains auteurs montrent que les minéraux tels que le mica présent dans les granulats subissent une importante déshydroxylation jusqu'à 300°C (**Schomburg et al., 1997**). La perte de masse qui suit à la température de 400°C est probablement due à la déshydroxylation des groupes silanols (SiO-OH). Cela est en accord avec les travaux de (**Xing, 2011**) où il observe la présence des groupes silanols sous forme de silice microcristalline dans les granulats silex. Entre 500°C et 600°C, des pics endothermiques sont présents dans tous les types de granulats. Ces pics sont localisés à 530°C et à 573°C. Les pics localisés à 530°C et à 550°C présents dans les granulats SB et SS sont attribués à la présence de la silice sous forme de quartz- α jusqu'à la température de 573°C présent dans tous les granulats qui lors du chauffage contribue au changement de réseau cristallin et cristallise dans le système rhomboédrique (figure 3.1a). De 573°C à 880°C, on note l'existence des pics endothermiques présents dans les granulats SG et SB probablement liés à la présence du quartz- β qui cristallise dans un réseau hexagonal. Cela est confirmé avec la courbe de la dérivée où l'intensité du pic est très faible pour le sable Sanaga (SS) comparé au sable de gneiss (SG) et enfin au sable de basalte (SB) (figure 3.1a et 3.1b). Ce résultat est en accord avec les travaux des chercheurs (**Dubrawski, 1987 ; Razafinjato et al., 2012**) sur les granulats quartzite, silex, granite et les roches quartzo-feldspathiques où la transformation du quartz- α en quartz- β n'entraîne pas une perte de masse particulière et dépend de la taille des particules. A partir de 700°C, on note également l'existence d'autres pics endothermiques qui sont généralement attribués à la décomposition du carbonate de calcium présent dans les granulats (SB et SG) (figure 3.1a et 3.1b). Ces pics endothermiques sont beaucoup plus visibles au niveau de la dérivée (figure 3.1b). Smykatz-Kloss (**Smykatz-Kloss, 1982**) a observé dans ses travaux que la présence d'oxydes de fer (FeO) dans les granulats calcaires (et par la présence d'autres minéraux tels que la dolomite et la calcite chimiquement stable vers 750°C) influence l'intensité du pic et la température de décomposition autour de 790°C en l'abaissant. Cela est en accord avec les travaux de (**Foldvari, 2011**) qui montrent que la biotite est stable jusqu'à 1000°C.

La figure 3.2 présente les résultats des ATG et ATD effectuées sur les bétons.

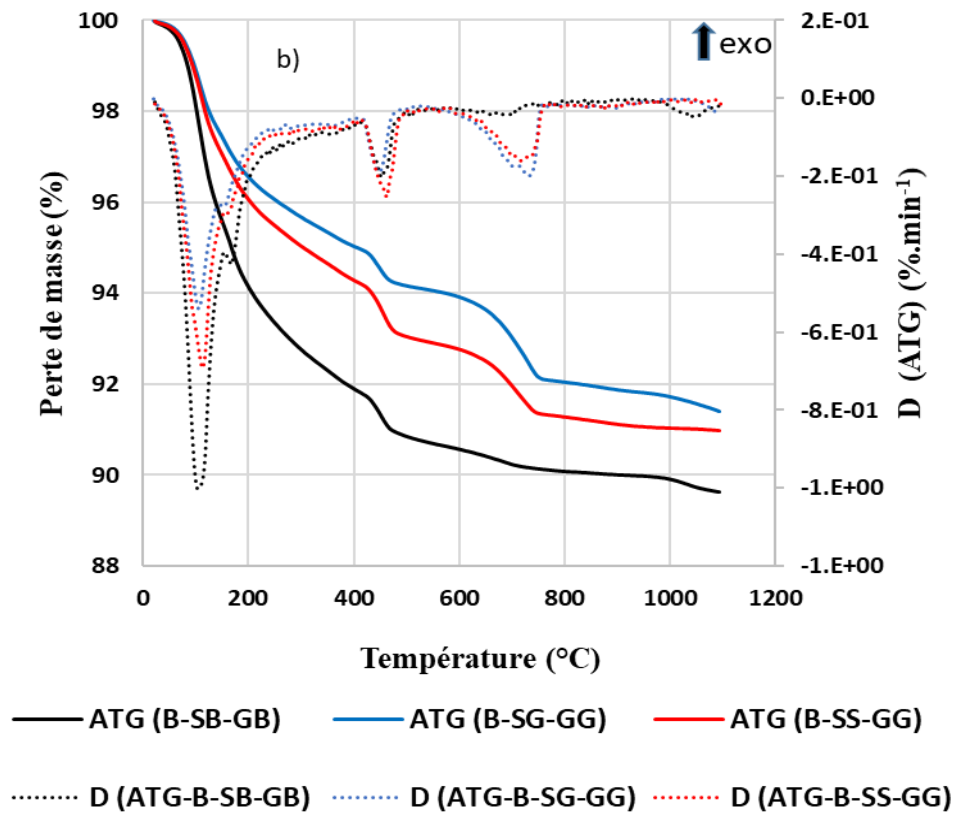
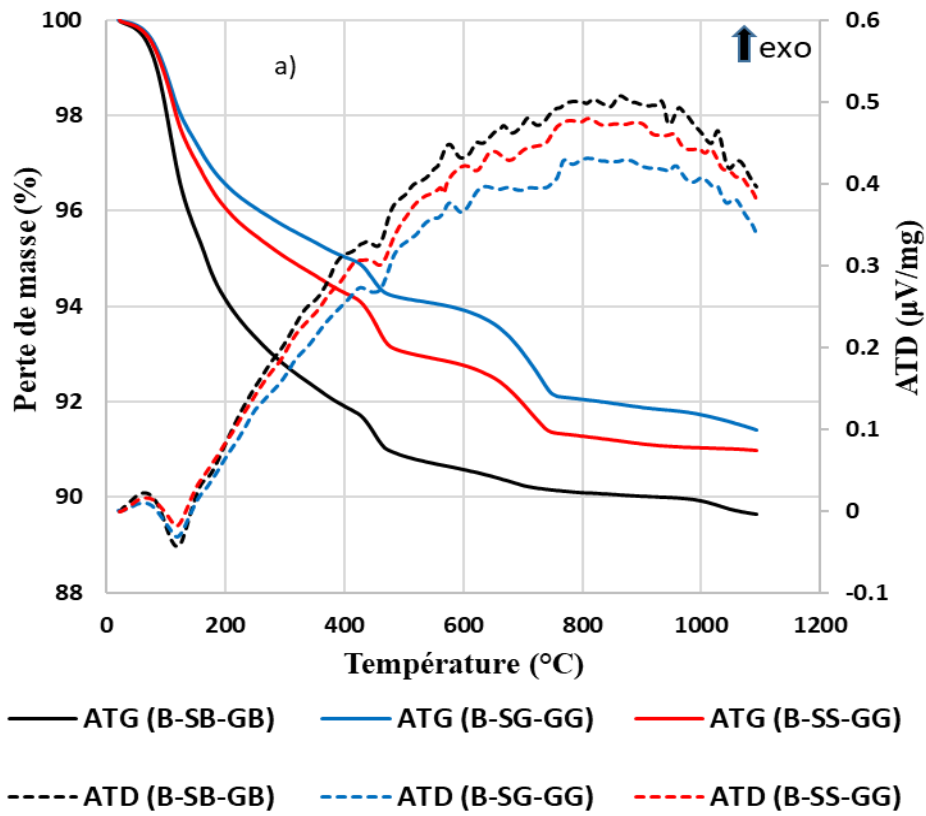


Figure 3.2 : a) ATG/ATD des bétons ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour des bétons

Les observations faites sur la figure 3.2 montrent que de 20 à 200°C ; on observe un pic endothermique présent dans tous les bétons. Ces pics observés à 107°C - 124°C sont très prononcés au niveau de leur dérivée et s'accompagnent d'une perte de masse de 3%, 4% et 6% respectivement pour le béton B-SG-GG, B-SS-GG et B-SB-GB. Ils correspondent à un départ d'eau libre et une partie de l'eau liée (déshydratation de l'étringite du C-S-H). Par la suite, une perte de masse entre 150°C et 300°C correspondant à la perte d'eau chimiquement liée par déshydratation des C-S-H. Cependant, entre 400°C et 500°C, un pic endothermique est présent dans tous les bétons (457 °C -478 °C) dû probablement à la décomposition de la portlandite. Ce comportement est doublement remarqué au niveau de sa dérivée (figure 3.2b). De plus, entre 500°C - 600°C, on note l'existence d'un pic endothermique présent dans tous les bétons. Ces pics localisés à 573°C, 590°C et 595°C respectivement pour le B-SS-GG, B-SG-GG et B-SB-GB sont probablement attribués aux transformations allotropiques de quartz α en quartz β . Cependant, la décarbonatation s'observe seulement pour les bétons B-SG-GG et B-SS-GG à partir de la température de 730°C, plus remarquable sur courbe de la dérivée de la masse. Jusqu'à 1100°C, le béton B-SG-GG et B-SS-GG ne perdent que 9%, alors qu'on note une forte perte de masse jusqu'à 10% pour le béton B-SB-GB. Ces résultats sont proches des essais ATG/DSC de Tchapgá et al (**Tchapgá et al, 2018 ; Tchapgá et al, 2020**) sur des bétons MG0 (composés de sable alluvionnaire et de granulats de gneiss), BSB (béton à base de sable basalte et granulats de gneiss), BSG (béton à base de sable de gneiss et granulats de gneiss) où pour la plage de température de 500°C - 1000°C, les bétons présentent de faibles pertes de masse et des pics endothermiques sont présents respectivement à 50-63°C, 128°C, 456°C, 640°C et 787°C.

La figure 3.3 présente les ATG et ATD des mortiers.

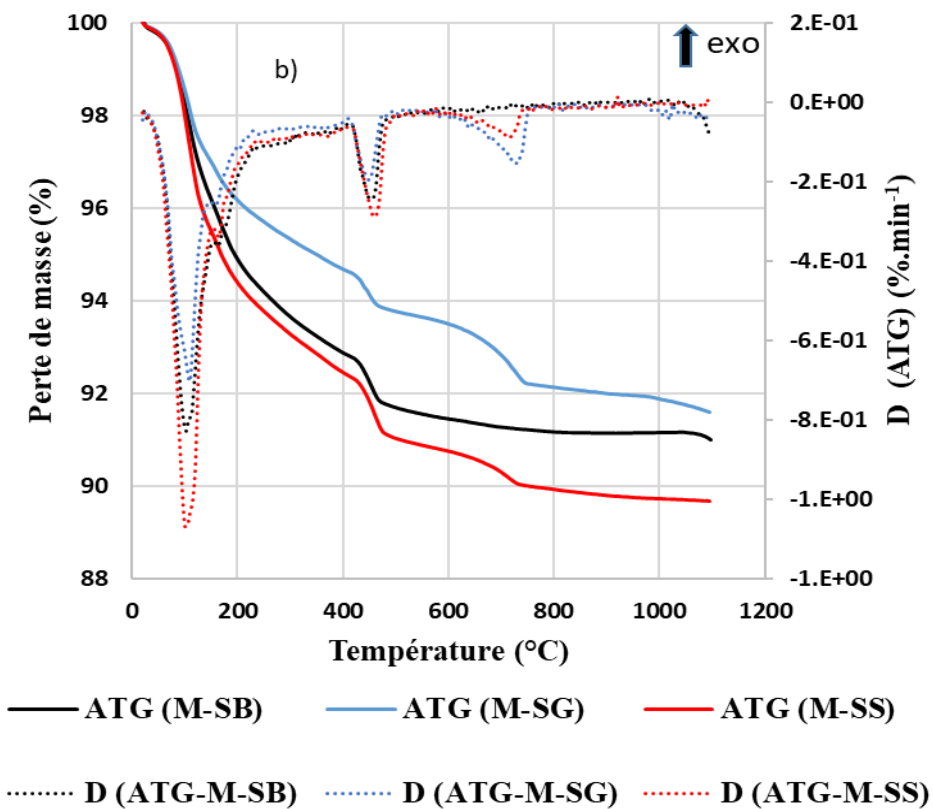
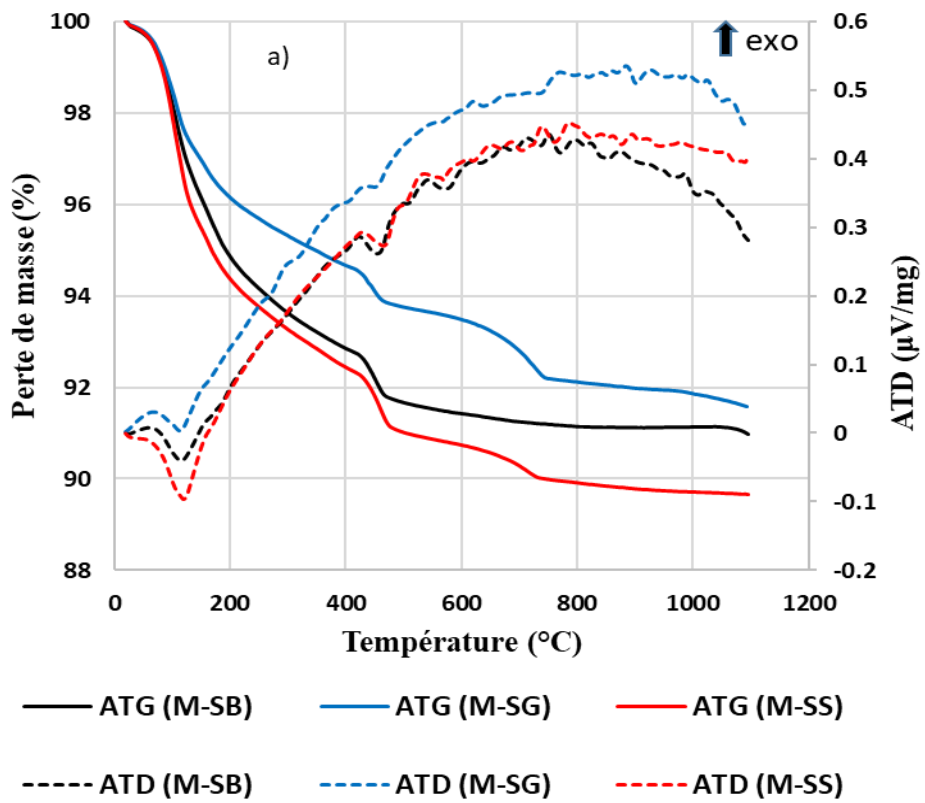


Figure 3.3 : a) ATG/ATD des mortiers ; b) ATG/D (ATG) : Dérivée du premier ordre pour les mortiers

Tout comme dans le cas des bétons, de 20 à 200°C, on observe également l'existence d'un pic endothermique présent dans tous les mortiers à 114°C, 139°C, 119°C qui s'accompagnent chacun d'une perte de masse respectivement de 3%, 3,5% et 4% environs pour le M-SG, M-SB et le M-SS (figure 3.3). Ces pics situés à 114°C, 139°C, 119°C (figure 3.3a et 3.3b) sont probablement liés au départ de l'eau libre dans les mortiers qui va jusqu'à 300°C. Cependant, entre 400°C et 600°C, on observe des pics endothermiques dans tous les mortiers. Les pics à 454 °C, 464 °C, 469 °C correspondent à la phase de décomposition de la portlandite (450-550°C) présente dans tous les mortiers, tandis que les pics à 573°C correspondent aux premières transformations allotropiques du quartz- α en quartz- β seulement pour les mortiers (M-SB et M-SS). Tout comme dans le cas des bétons (B-SG-GG et B-SS-GG), l'existence des pics est encore observée notamment à partir de 730°C où la perte de masse est beaucoup plus significative avec le sable Sanaga. Cela pourrait être dû aux réactions de décarbonatation de la calcite. La figure 3.3 montre que jusqu'à 1100°C, une différence est observée par rapport aux bétons où les mortiers M-SG et M-SB perdent respectivement 8,3% et 8,5% de leur masse, alors que le mortier M-SS perd jusqu'à 10,5%.

3.2.2 Analyse de la déformation thermique

a) Déformation thermique des granulats de basalte

Dans cette partie, on s'intéresse au comportement thermique de la roche de basalte induit par le cycle de chauffage et refroidissement jusqu'à la température de 1050°C. La figure 3.4 présente la moyenne obtenue sur six échantillons de l'évolution de la déformation thermique en fonction de la température pour la roche de basalte.

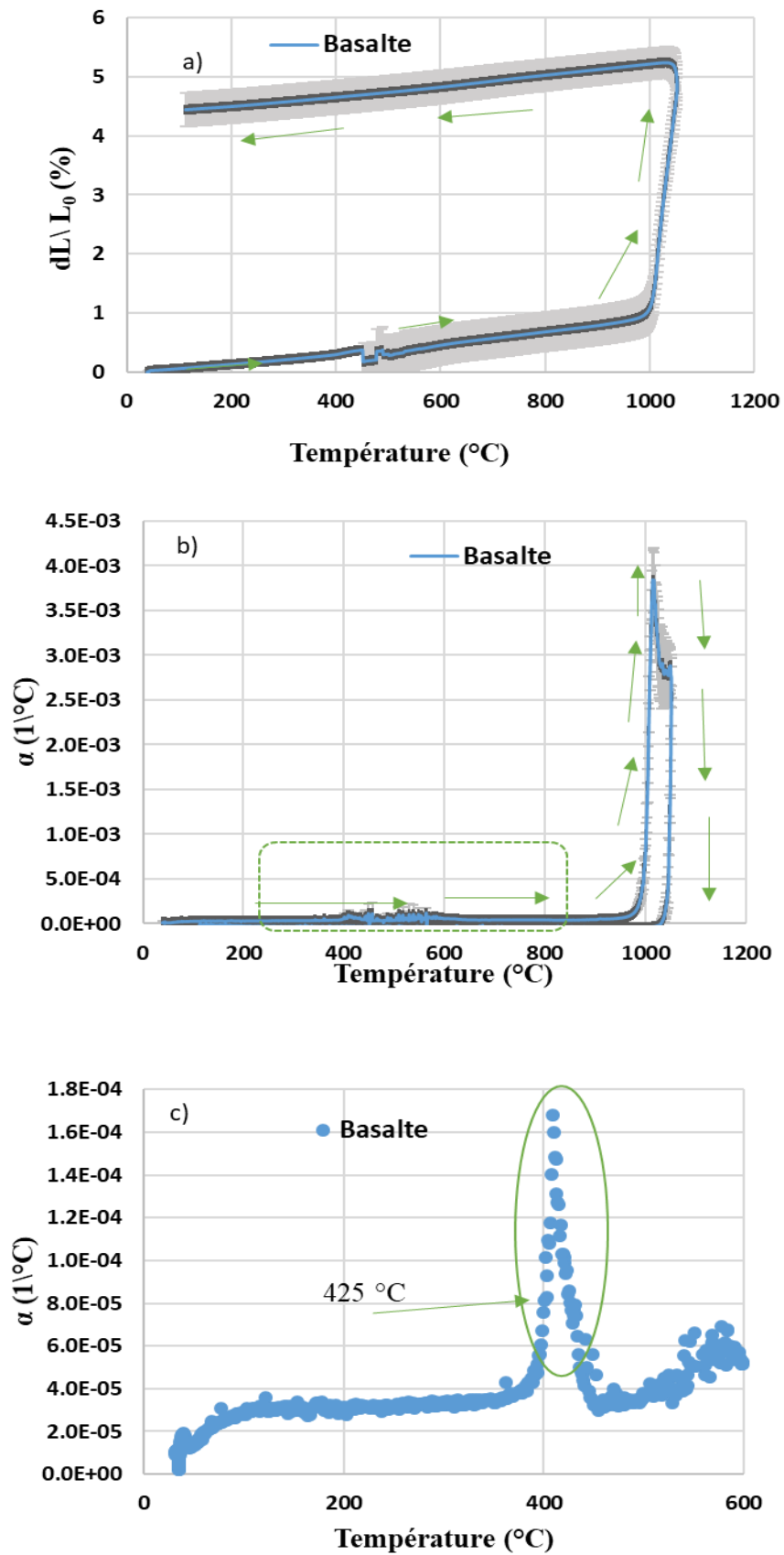


Figure 3.4: Evolution de la déformation thermique en fonction de la température (a), du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 1050 °C (b) et Zoom du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 600 °C (c).

On observe une dilatation de la roche de basalte sur la figure 3.4a. De plus, la valeur de la déformation thermique moyenne augmente linéairement jusqu'à 430°C où un petit décrochage est observé. Elle continue à augmenter pour atteindre une valeur maximale de 1% à 950°C. Après 950°C, on note une augmentation brutale de la déformation thermique qui atteint une valeur de 5,5% à 1050°C (figure 3.4a). Cela peut être lié à une ouverture de fissures (voir figure 3.5). Durant la phase de refroidissement, on constate un retrait de l'échantillon pour atteindre une valeur de 4,5%. On note un phénomène d'irréversibilité de la déformation thermique. Cependant, la figure 3.4b présente le coefficient de dilatation thermique. Il augmente jusqu'à 425°C où un pic est observé (figure 3.4c). On pense que cela est dû à la décomposition des minéraux de pyroxène et des amphiboles (**Bazin et al, 2017**) présents dans les granulats de basalte (transformation des oxydes de fer en hématite). Cette observation corrobore celle de la dilatation thermique. Après 425°C, le coefficient de dilatation thermique continue d'évoluer jusqu'à 950°C pour atteindre une valeur maximale de $3,75.10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (figure 3.4b). Cette observation est en accord avec celles effectuées sur la dilatation thermique. Finalement, on observe que la dilatation thermique de la roche de basalte présente des déformations résiduelles induites par le cycle de chauffage et refroidissement qui demeurent positives. La valeur de la dilatation thermique de cette roche de basalte obtenue (5,5%) est supérieure à celui des roches obtenues dans la littérature (1% environ pour le basalte ; 1,75% pour le calcaire, 2,5% pour le granite) (**Bazant et al., 1996 ; Razafinjato, 2016**). De plus, la valeur du coefficient d'expansion thermique obtenue est supérieure à celles obtenues dans la littérature à la température ambiante ($7.10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les granulats de granite, $5,5.10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les granulats calcaires, $10,5.10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les granulats de quartz et seulement $6,5.10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les granulats de basalte) par les auteurs (**Piasta, 1989 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004**).



Figure 3.5: Image d'échantillon de roche de basalte : a) avant essai et b) après essai

b) Déformation thermique des bétons

La figure 3.6 présente l'évolution de la déformation thermique en fonction de la température et du coefficient de dilatation thermique. Chaque courbe représente la moyenne obtenue sur cinq échantillons pour chaque type de béton B-SG-GG, B-SS-GG et B-SB-GB.

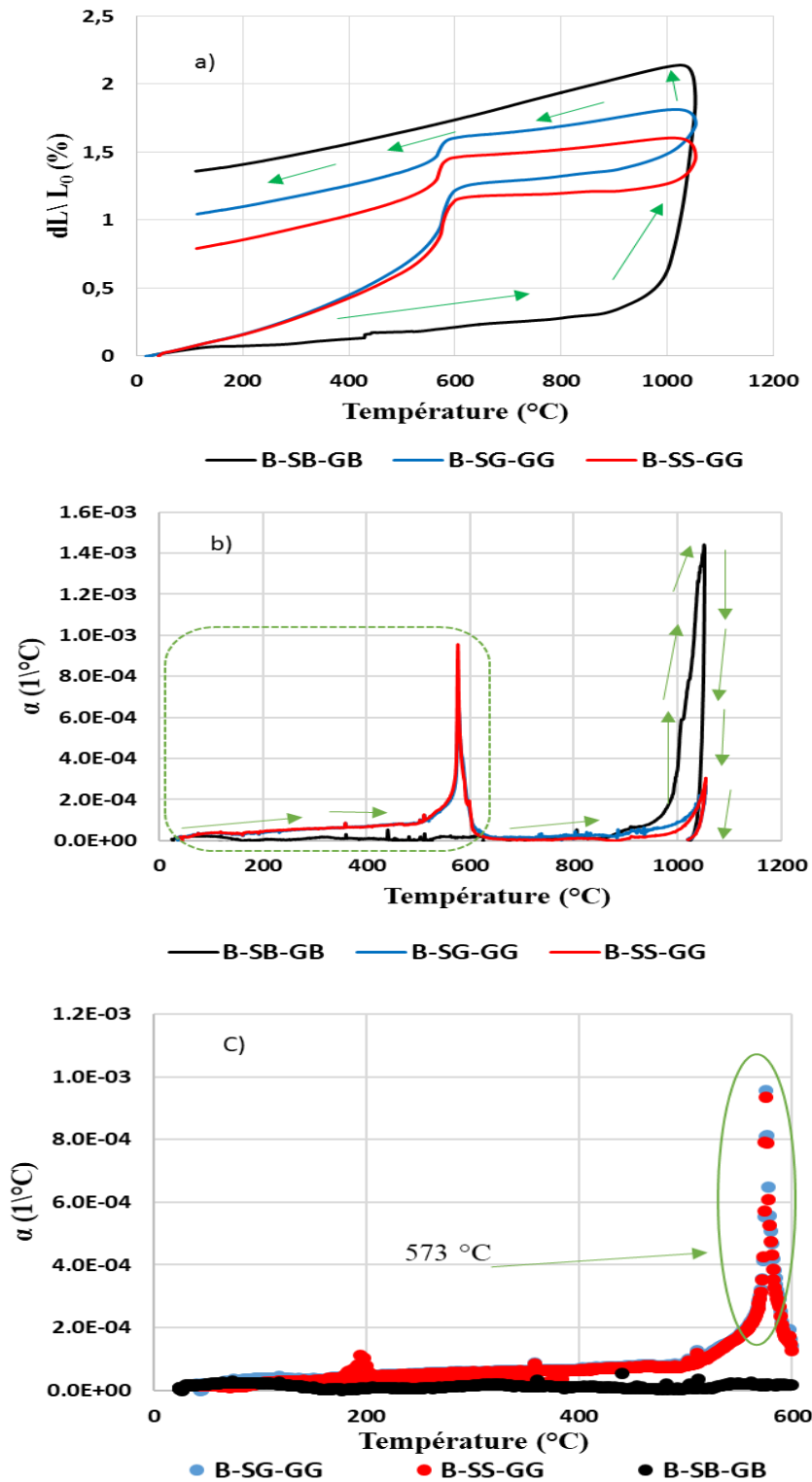








Figure 3.6: Evolution de la déformation thermique des bétons en fonction de la température (a), du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 1050 °C (b) et Zoom du coefficient de dilatation thermique jusqu'à 600 °C (c).

Les observations effectuées sur la figure 3.6a ont permis de comparer les valeurs des dilatations thermiques des différents bétons après le cycle de chauffage et le refroidissement. Malgré une taille de l'échantillon très proche de la taille maximale des granulats et la répartition des

granulats dans les échantillons, les résultats obtenus sont considérés comme représentatifs du comportement du matériau compte tenu de la répétitivité. Entre 20°C et 200°C, la déformation des bétons B-SG-GG et B-SS-GG augmente linéairement jusqu'à une valeur de 0,16 % (figure 3.6a) et présente les mêmes comportements. Ce comportement corrobore celui de la littérature sur un béton de granulat de basalte où une valeur de 2% de la déformation thermique est notée (**Piasta, 1989 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004**). Par contre, la déformation augmente linéairement de 0,13 % pour le B-SB-GB seulement jusqu'à une température comprise entre 20°C et 425°C où un décrochage est observé (figure 3.6a). Cependant, le coefficient de dilatation thermique est plus ou moins stable jusqu'à ces températures. Il varie entre $3,57.10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ et $8,1.10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ pour les bétons B-SG-GG et B-SS-GG ; et entre $9,79.10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ et $3,14.10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ pour le béton B-SB-GB (figure 3.6b). A 573°C, on observe également un comportement similaire et donc une augmentation significative de la déformation pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG qui se traduit par la présence d'un pic au niveau du coefficient de dilatation thermique pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG. Cette forte dilatation à 573°C doit être attribuée au changement de phase du quartz α en quartz β pour les bétons de gneiss (B-SG-GG et B-SS-GG). De plus, après 600°C, la déformation se stabilise à 1,25% et 0,83 % respectivement pour les bétons B-SG-GG et B-SS-GG jusqu'à 800°C avant de continuer à augmenter brusquement pour atteindre à 1050°C une valeur de 1,6 et 1,8 % respectivement pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG ; et 2,2 % pour le béton B-SB-GB (figure 3.6a). A 700°C, les réactions de décarbonatations sont enclenchées. De plus, les grandes valeurs de déformation observées à partir de 800°C jusqu'à 1050°C, pourraient s'expliquer par l'apparition des grosses fissures. Après 1050°C (en phase de refroidissement), la dilatation commence à diminuer. Cette dilatation résiduelle après le refroidissement est une déformation irréversible et plus importante (supérieure) pour des bétons B-SB-GB comparé aux autres bétons (figure 3.6a). En outre, les valeurs résiduelles de la dilatation que nous avons obtenues sont peut-être dues à l'endommagement du matériau et au développement ou bien l'ouverture de grosses microfissures (tableau 3.1). Les résultats de la déformation thermique du béton B-SB-GB (2,2%) , du béton B-SS-GG (1,6%) et du béton B-SG-GG (1,8%) obtenus à 1050°C corroborent celles de la littérature obtenu par des auteurs (**Piasta, 1989 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004**) où la déformation thermique du béton de granulat de basalte (9%) est inférieure à celui du béton de granulat calcaire (12%), des bétons de granulats siliceux (17%) obtenus à 800°C.

Tableau 3.1: Echantillons de béton obtenu avant et après essai

Type de béton	Avant essai	Après essai
B-SS-GG		
B-SG-GG		
B-SB-GB		

Au regard de toutes les figures 3.4 et 3.6 obtenues, on obtient pour le B-SS-GG et le B-SG-GG un coefficient de dilatation linéaire sensiblement égal à $9,5 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ à 600°C . Par contre, pour le B-SB-GB, on a $1,4 \cdot 10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ jusqu'à 1050°C (figure 3.6b). On constate que le coefficient de dilatation linéaire du B-SB-GB est inférieur à celui du B-SG-GG et du B-SS-GG (figure 3.6c). Cependant, la dilatation thermique linéaire du B-SB-GB égale à 2,2 % est supérieure à celle du B-SG-GG égale à 1,8 % et du B-SS-GG égale à 1,6 % à 1050°C . De plus, la dilatation thermique linéaire de la roche de basalte est supérieure à celle des bétons à 1050°C (figure 3.4a et figure 3.6a).

Les valeurs du coefficient d'expansion thermique obtenues sur les bétons B-SS-GG et B-SG-GG sont presque similaires ($9,5 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$). Les valeurs du B-SB-GB ($0,14 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) sont supérieures à celles obtenues dans la littérature ($12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les bétons de granulat de quartz, $8,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les bétons de granulats calcaires et seulement $6,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour les bétons de granulats de basalte) (Piasta, 1989 ; Bazant et al., 1996 ; Hager, 2004).

3.2.3 Propriétés de transfert thermique

3.2.3.1 Conductivité thermique

Les données de l'évolution de la conductivité à chaud des bétons en fonction de la température sont présentées au tableau 3.2.

A la température ambiante, les bétons B-SS-GG sont respectivement plus conducteurs que les bétons B-SG-GG et B-SB-GB ; et les moyennes respectives des conductivités thermiques de ces bétons sont de 2,3 W/m.°C, 2,0 W/m.°C et 2,0 W/m.°C. Su et *al.* (Su et *al.*, 1991) ont déterminé la conductivité thermique de la roche de gneiss à amphibole et anisotrope égale à $3,6 \pm 0,11$ W/m.°C. En comparant nos résultats, il vient que la conductivité de la roche de gneiss est supérieure à celle des bétons de gneiss. De plus, Langevin et *al.* (Langevin et *al.*, 2019) à travers leurs travaux sur le potentiel géothermique dans les îles-de-la-Madeleine obtiennent une valeur de $2,3 \pm 0,17$ W/m.°C sur la roche de basalte. Les mesures à 450 °C n'ont pas été prises en compte. En effet, Yermak (Yermak, 2015) observe dans ses travaux une augmentation des valeurs de la conductivité thermique des bétons entre 350°C et 400°C. Elle attribue cela à un phénomène de la transition de phase de la sonde en nickel autour de 350°C à 400°C où la récolte de certaines mesures est perturbée lors du cycle de chauffage-refroidissement. Cela étant dû à une transition de phase solide-solide réversible du nickel de la sonde qui se produit entre 360°C et 420°C.

Tableau 3.2: Données expérimentales de la conductivité thermique des bétons

Type	Cycle de chauffage-refroidissement				
	T (°C)	T _{amb.} °C	150 °C	300 °C	600 °C
B-SS-GG	λ (W/m.°C)	2,3	1,7	1,7	1,5
	Écart type	0,01	0,01	0,01	-
	λ/λ_{20} (%)	100	74	74	64
B-SG-GG	λ (W/m.°C)	2,0	1,6	1,6	1,4
	Écart type	0,00	0,19	0,16	0,03
	λ/λ_{20} (%)	100	77	77	70
B-SB-GB	λ (W/m.°C)	2,0	1,1	1,1	1,1
	Écart type	0,05	0,13	0,01	-
	λ/λ_{20} (%)	100	53	53	52

L'évolution de la conductivité thermique à chaud des bétons en fonction de la température est présentée à la figure 3.7.

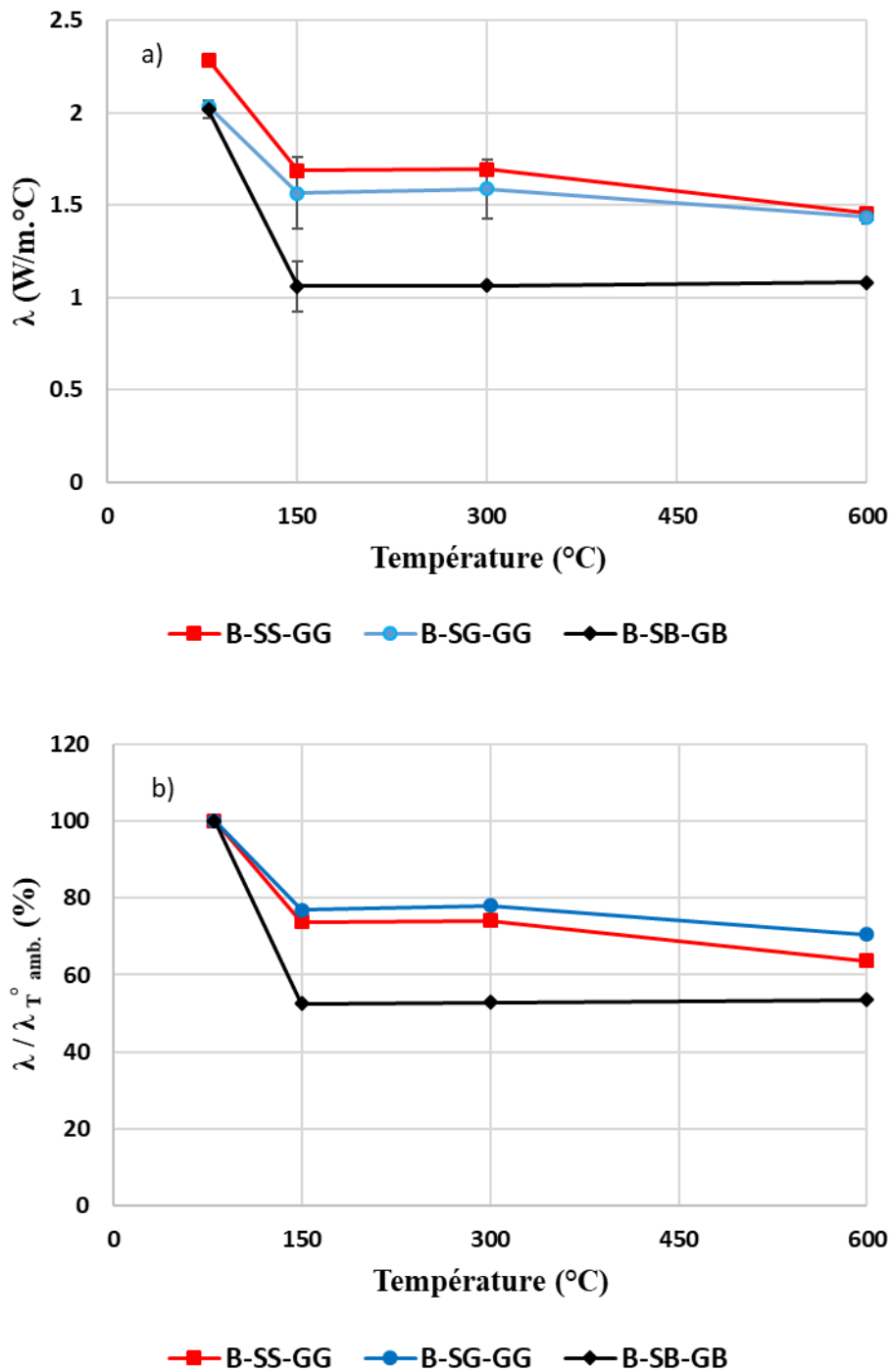


Figure 3.7: Conductivité thermique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative

Les valeurs de la conductivité thermique diminuent avec la température. On observe une décroissance rapide jusqu'à 150 °C. Cependant, on note que les valeurs des bétons B-SB-GB diminuent plus rapidement de 47 % par rapport à celles des bétons B-SG-GG (23%) et B-SS-GG (26%). Les bétons B-SB-GB perdent environ 53% de leur conductivité thermique par rapport à la valeur à la température ambiante comparés aux autres bétons qui perdent 77 % pour le B-SS-GG et 74% pour le B-SG-GG. Au-delà de 150°C, la conductivité thermique varie très peu et reste pratiquement constante pour tous les bétons. Cela est probablement dû au départ de

l'eau libre et chimiquement liée qui contribue à l'augmentation de la porosité. La diminution de la conductivité thermique de nos bétons jusqu'à 600°C pourrait être due à la diminution du nombre de phonons et l'influence des granulats. Ces résultats sont en accord avec les travaux de Yermak (Yermak, 2015) où elle montre que la diminution de la conductivité thermique à chaud est due à l'augmentation de l'énergie moyenne. Elle a observé un taux de diminution de 45% environ à 600°C pour tous ses bétons. Lors de l'élévation de la température dans le matériau, il se produit des collisions entre les particules entraînant une augmentation du nombre de phonons.

3.2.3.2 Evolution de la capacité thermique volumique

Le tableau 3.3 présente les différentes valeurs obtenues.

Tableau 3.3: Capacité thermique volumique des bétons

Type	Cycle de chauffage-refroidissement				
	T (°C)	T _{amb.} °C	150 °C	300 °C	600 °C
B-SS-GG	ρC_p^v (MJ/m ³ K)	2,1	2,9	2,5	3,1
	Ecart type	0,06	0,09	0,07	-
	$C_p^v/C_{P T^{amb.}}$ (%)	100	138	121	149
B-SG-GG	ρC_p^v (MJ/m ³ K)	2,3	3,1	2,8	5,6
	Ecart type	0,01	0,39	0,33	-
	$C_p^v/C_{P T^{amb.}}$ (%)	100	135	123	247
B-SB-GB	ρC_p^v (MJ/m ³ K)	2,0	2,4	2,1	2,2
	Ecart type	0,14	0,22	0,25	-
	$C_p^v/C_{P T^{amb.}}$ (%)	100	123	106	112

L'évolution de la capacité thermique volumique à chaud des bétons en fonction de la température est présentée à la figure 3.8.

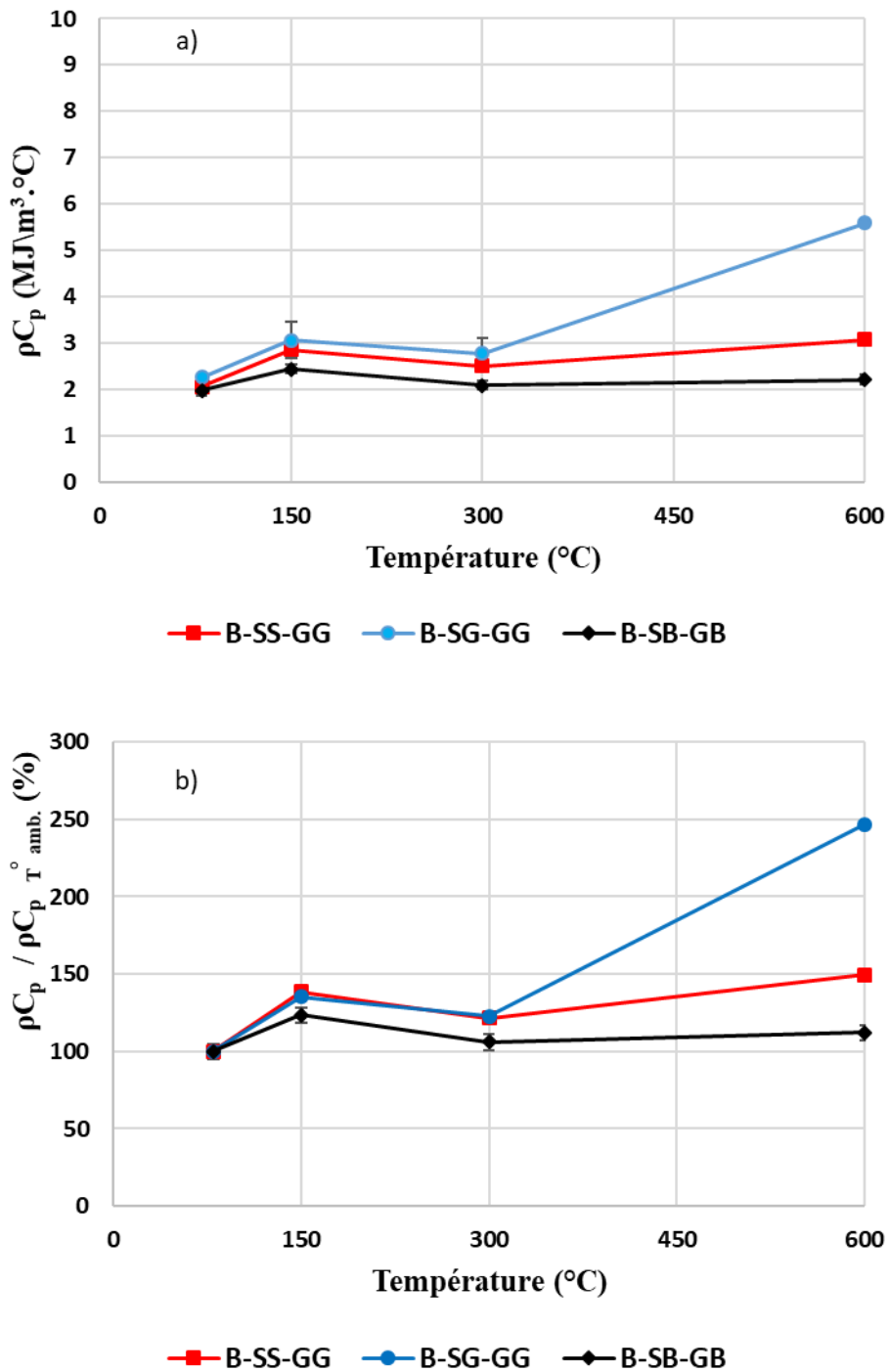


Figure 3.8: Capacité thermique volumique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative.

Sur la figure 3.8, on observe qu'à la température ambiante, les bétons présentent une capacité thermique volumique avoisinante. Avec l'augmentation de la température, la capacité thermique volumique augmente à la température de 150°C, puis baisse à 300°C et varie légèrement à 600°C pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG. Le béton B-SB-GB présente globalement une capacité thermique volumique inférieure comparée à celles des bétons B-SS-GG et B-SG-GG. Cela pourrait être dû à la nature minéralogique des sables (Variation des

différentes teneurs en minéraux dans les sables) et aussi de la porosité des bétons. En effet, Narr (Narr, 2009) montre que la réaction alcali-silice dans les bétons crée des désordres conduisant à des dégradations irréversibles des matériaux. Ces observations sont en accord avec les travaux de (Xing, 2011 ; Yermak, 2015).

3.2.3.3 Diffusivité thermique

A température ambiante, les valeurs de la diffusivité thermique sont fortement corrélées à celles de la conductivité thermique. Le tableau 3.4 présente les valeurs de la diffusivité thermique des bétons.

Ainsi, les diffusivités thermiques des bétons B-SG-GG et B-SB-GB sont globalement moins élevées que celles des bétons B-SS-GG qui comportent le sable Sanaga.

Tableau 3.4: Valeurs de la diffusivité thermique des bétons

Type	Cycle de chauffage-refroidissement				
	T (°C)	T _{amb.} °C	150 °C	300 °C	600 °C
B-SS-GG	a (mm ² /s)	1,1	0,6	0,7	0,5
	Ecart type	0,04	0,02	0,02	-
	a \ a _{T[°]amb.} (%)	100	54	61	46
B-SG-GG	a (mm ² /s)	0,9	0,5	0,6	0,6
	Ecart type	0,01	0,13	0,12	0,12
	a \ a _{T[°]amb.} (%)	100	58	64	66
B-SB-GB	a (mm ² /s)	0,6	0,4	0,5	0,6
	Ecart type	0,06	0,03	0,06	-
	a \ a _{T[°]amb.} (%)	100	64	82	93

La figure 3.9 illustre l'évolution de la capacité thermique à chaud des bétons en fonction de la température.

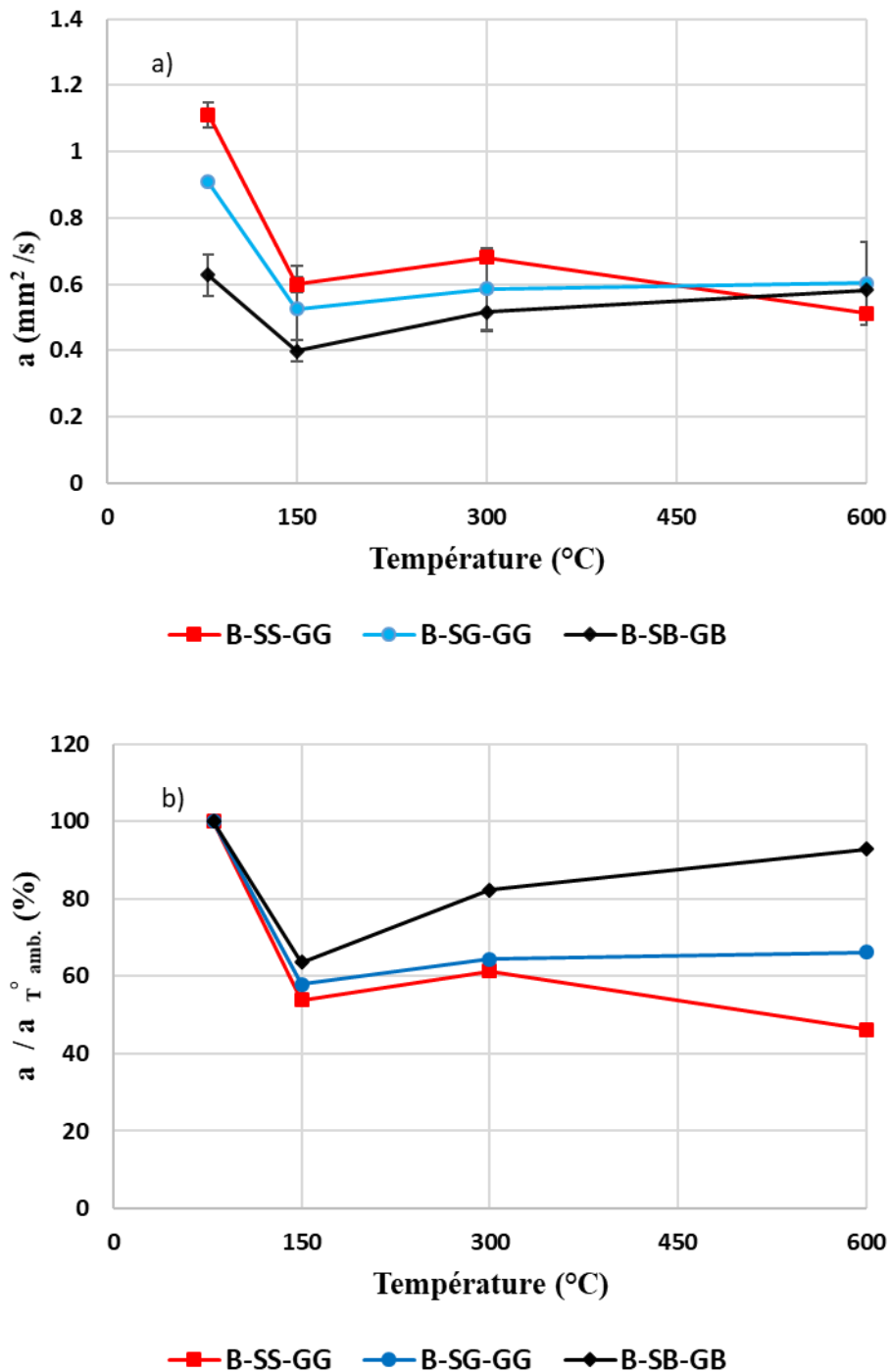


Figure 3.9: Diffusivité thermique à chaud des bétons : a) Valeur absolue et b) valeur relative

Les observations faites sur la figure 3.9 montrent une diminution globale de la diffusivité thermique en fonction de la température. A 150°C, une diminution importante de la diffusivité thermique est observée et s'explique à la fois par une diminution de la conductivité thermique et une augmentation de la capacité thermique. Cela est accord avec les travaux de (Yermak, 2015) où elle observe une décroissance de la diffusivité thermique avec la température. Entre 150°C et 300°C, on note une légère croissance de la diffusivité thermique pour tous les bétons.

Cela est plus remarqué pour le béton B-SB-GB avec un taux de 18%. A 450°C avec les bétons B-SS-GG et B-SG-GG, on note une diminution de la diffusivité thermique et une augmentation pour le B-SB-GB de 14%. Yermak (**Yermak, 2015**) obtient une valeur de la diffusivité thermique à 600°C qui représente environ 25% de la diffusivité thermique à température ambiante pour ses bétons.

3.2.4 Réponse thermique

a) Essai de chauffage lent (1 °C/min)

Le suivi des températures de surface « T_{surf} » et au cœur « $T_{\text{cœur}}$ » des éprouvettes 11 × 22 cm a permis de déterminer la différence de température ΔT entre la surface et le cœur de l'éprouvette en fonction de la température de surface de l'éprouvette. Les figures 3.10 et 3.11 illustrent l'évolution de la température en surface (a) et au cœur (b) des éprouvettes en fonction du temps ; et ΔT en fonction de T_{surf} des bétons.

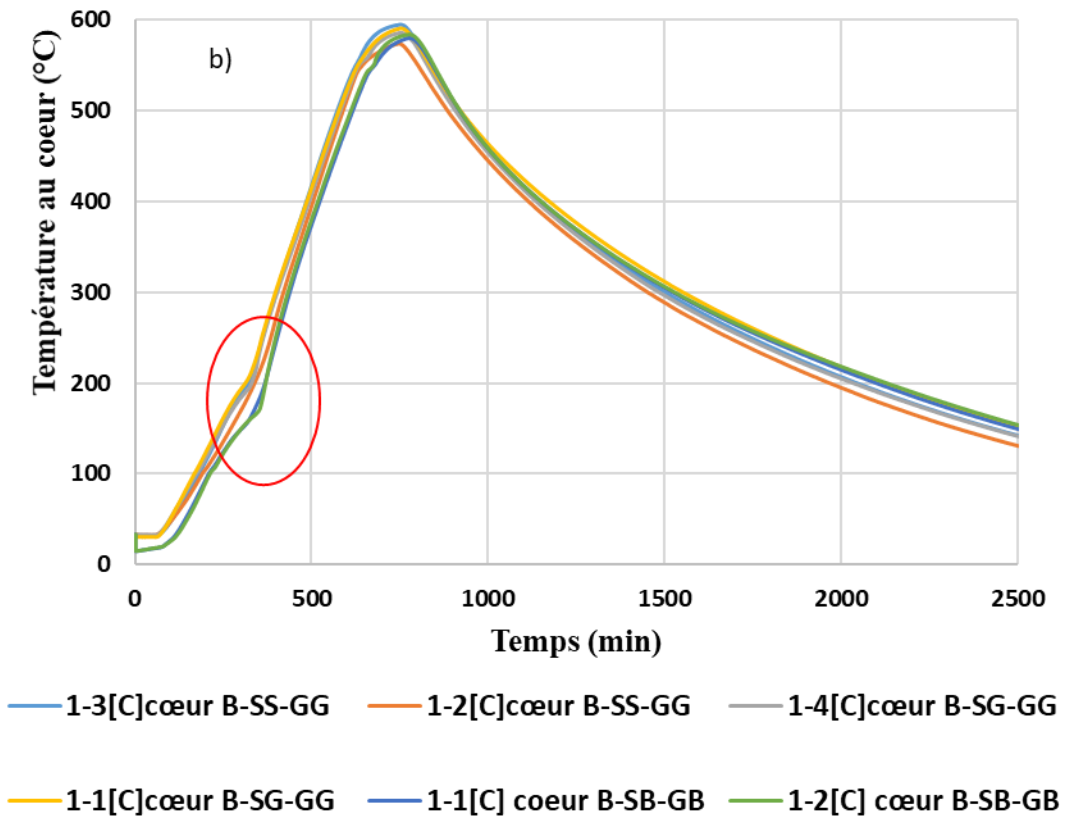
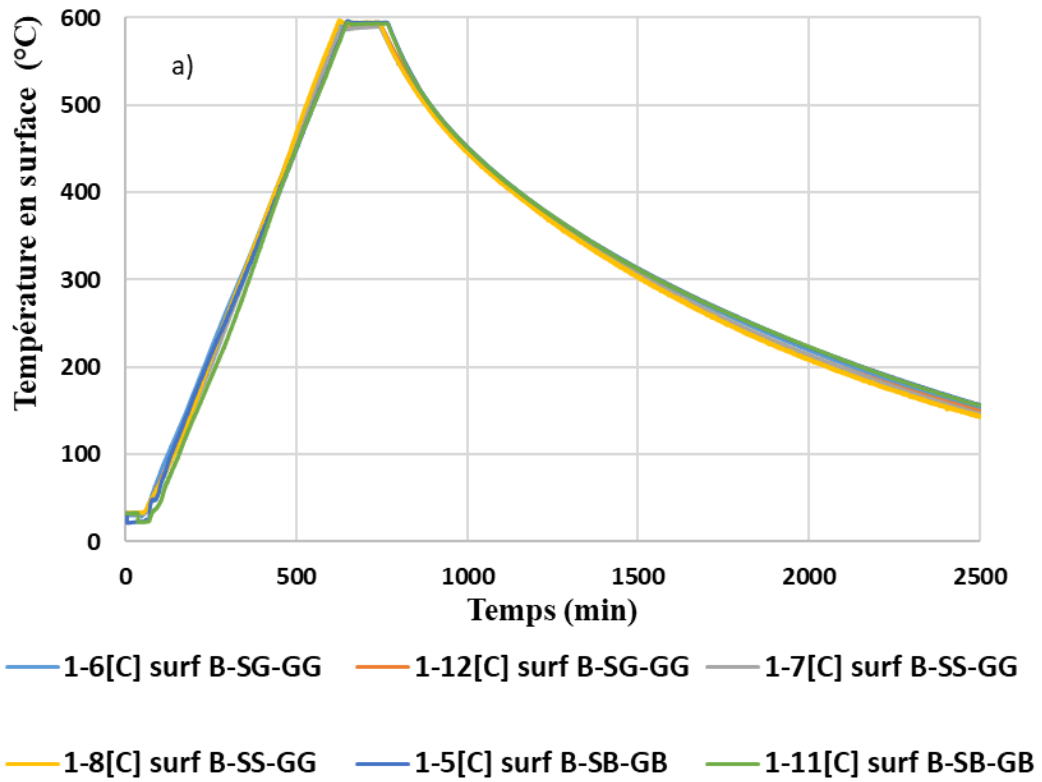


Figure 3.10: Evolution des températures de surface (a) et au cœur (b) des éprouvettes de béton en fonction du temps

La figure 3.10 montre que la température donnée est atteinte en surface (a) et quasiment au cœur (b) des éprouvettes avec un palier de 2 heures. Sur la figure (b), on note une phase de montée suivie d'un ralentissement de la température au cœur (entre 100°C - 200°C). Ce phénomène est attribué à la consommation de la chaleur sous forme latente (**Mindeguia, 2009 ; Pliya, 2010 ; Xing, 2011 ; Roufael, 2020 ; Romagnosi, 2021**).

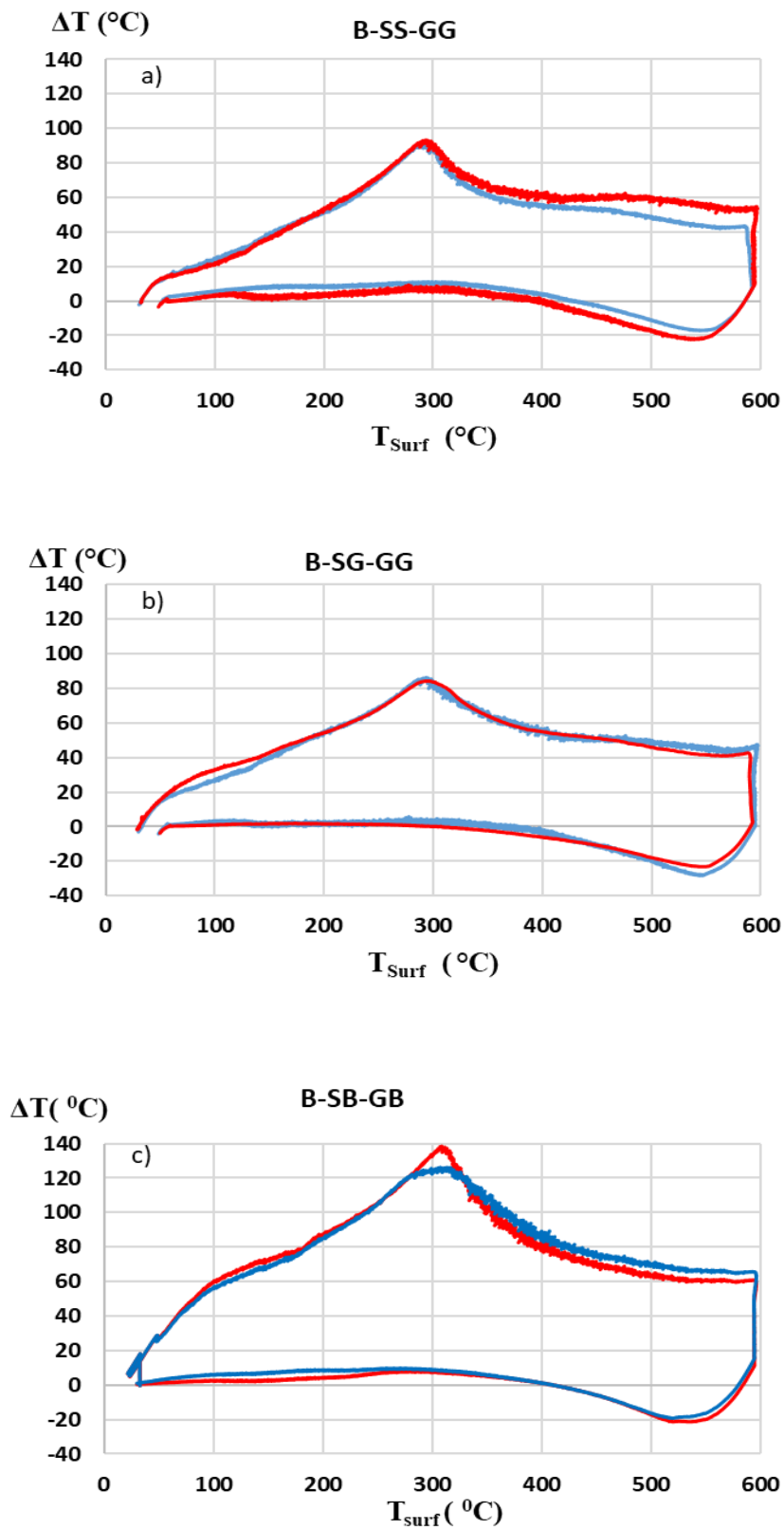


Figure 3.11: Evolution de la différence de température en fonction de la température en surface des bétons. a) B-SS-GG, b) B-SG-GG, c) B-SB-GB.

Les résultats de la figure 3.11 permettent de constater une tendance similaire dans les trois types de bétons.

Pour les trois bétons étudiés, la différence de température augmente, passe par un maximum, puis diminue (figure 3.10c). De 20 à 320°C, on constate la formation des différents pics de température observés dans les bétons avec des amplitudes et des températures de surface différentes. Ces pics peuvent être attribués aux réactions endothermiques de vaporisation de l'eau au cours du chauffage et à la décomposition des hydrates (Nguyen, 2013 ; Yermak, 2015 ; Roufael, 2018 ; Romagnosi, 2021). Ces pics sont aussi liés à la forte teneur en eau des bétons. A partir de 320 °C, la vitesse de perte de masse diminue. Le pic de différence de température pour le béton de basalte B-SB-GB est plus élevé (figure 3.11c) comparé à ceux des autres bétons (figure 3.11a et 3.11b).

Le tableau 3.5 ci-dessous regroupe les valeurs maximales des différences de température pour tous les bétons.

Tableau 3.5: Différence de température (ΔT_{max} (°C)) et des températures en surface des bétons.

Types de bétons	Numéro d'éprouvettes	ΔT_{max} (°C)	T_{surf}
B-SS-GG	1	93	294
	2	91	292
B-SG-GG	1	84	295
	2	85	293
B-SB-GB	1	139	309
	2	126	314

Les observations faites sur les bétons (figure 3.11) permettent d'affirmer que même à une vitesse de 1°C/min et jusqu'à 300°C en surface, les échantillons de béton B-SS-GG et B-SG-GG présentent presque la même différence de température, environ $85 \pm 8^\circ\text{C}$ (tableau 3.4), sauf pour le béton B-SB-GB. Pour le B-SB-GB, une différence de température maximale de 45°C environ est observée. Cela peut être dû au fait que le béton B-SB-GB est moins conducteur ($\lambda_{300^\circ\text{C}} = 1,1 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$) comparé aux autres bétons ($\lambda_{300^\circ\text{C}} = 1,6 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$ et $\lambda_{300^\circ\text{C}} = 1,7 \text{ W/m}\cdot^\circ\text{C}$ respectivement pour le béton B-SG-GG et le B-SS-GG) d'une part, et d'autre part aux différences de teneur en eau (6% pour les bétons B-SG-GG et le B-SS-GG, et 7% pour le béton B-SG-GG) et de la porosité dans les bétons.

b) Essai de chauffage rapide (10 °C/min)

Afin d'étudier la stabilité thermique de ces bétons, nous les avons soumis à un cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 10°C/min jusqu'à 600°C. Le tableau 3.6 résume les caractéristiques des éprouvettes chauffées. Pour chacune des formulations, quatre éprouvettes cylindriques sont utilisées. La figure 3.12 présente les éprouvettes obtenues après cycle de chauffage et froissement :

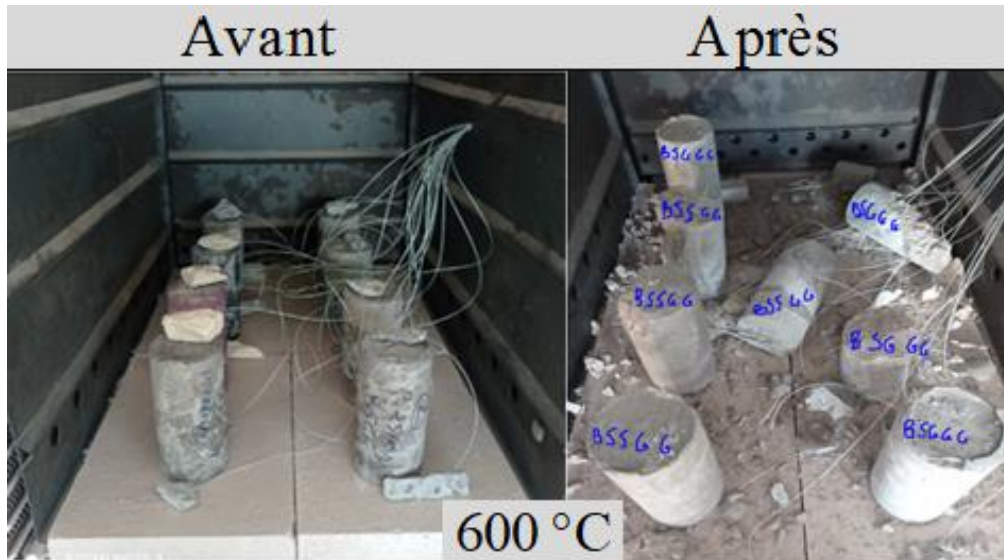


Figure 3.12: Etat des éprouvettes à la suite du test de stabilité à 10 °C/min à 600 °C.

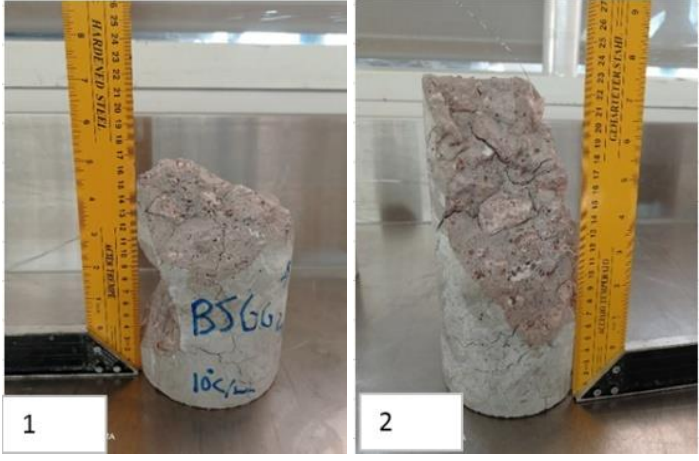


Le tableau 3.6 ci-dessous montre que sur quatre éprouvettes de béton B-SG-GG, on note que seulement deux ont éclaté. Par contre, aucune éprouvette de B-SB-GB n'a éclaté.

Tableau 3.6: Nombre d'éprouvettes ayant éclatées

Type de béton	Nombre d'éprouvettes ayant éclatées
B-SG-GG	2/4
B-SS-GG	2/4
B-SB-GB	0/4

Le tableau 3.7 présente l'état des éprouvettes qui ont éclaté obtenues après essais.

Tableau 3.7: Etat des éprouvettes après essais.

Type	Teneur en eau avant chauffage	Degré de saturation avant chauffage	Image des éprouvettes
B-SG-GG	6% et essais à 90 jours	70%	
B-SS-GG	7% et essais à 90 jours	74%	
B-SB-GB	6% et essais à 120 jours	83%	

Les pourcentages de masse perdue de chacune des éprouvettes (c'est-à-dire perte de matière) ont été calculés. L'éprouvette 1 du B-SG-GG garde 55% de sa masse initiale. En outre, avec l'éprouvette numéro 2 du B-SG-GG, on a obtenu 14% de masse perdue. De même, on a obtenu avec les éprouvettes numéros 1 et 2 du B-SS-GG respectivement 26% et 11%. Les figures 3.13,

3.14 et 3.15 présentent l'évolution de la température de surface et au cœur en fonction du temps pour les différents bétons.

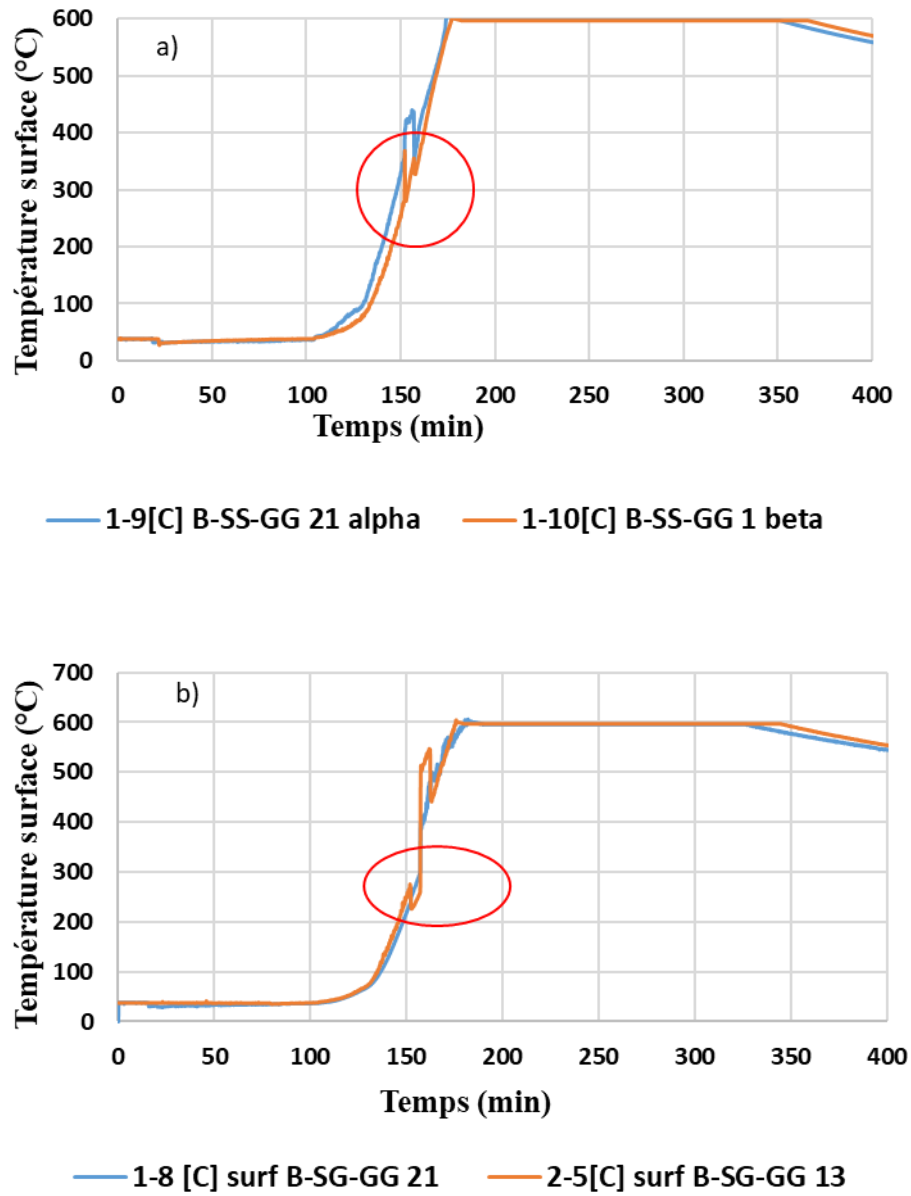


Figure 3.13: Evolution de la température en surface en fonction du temps a) B-SS-GG et b) B-SG-GG.

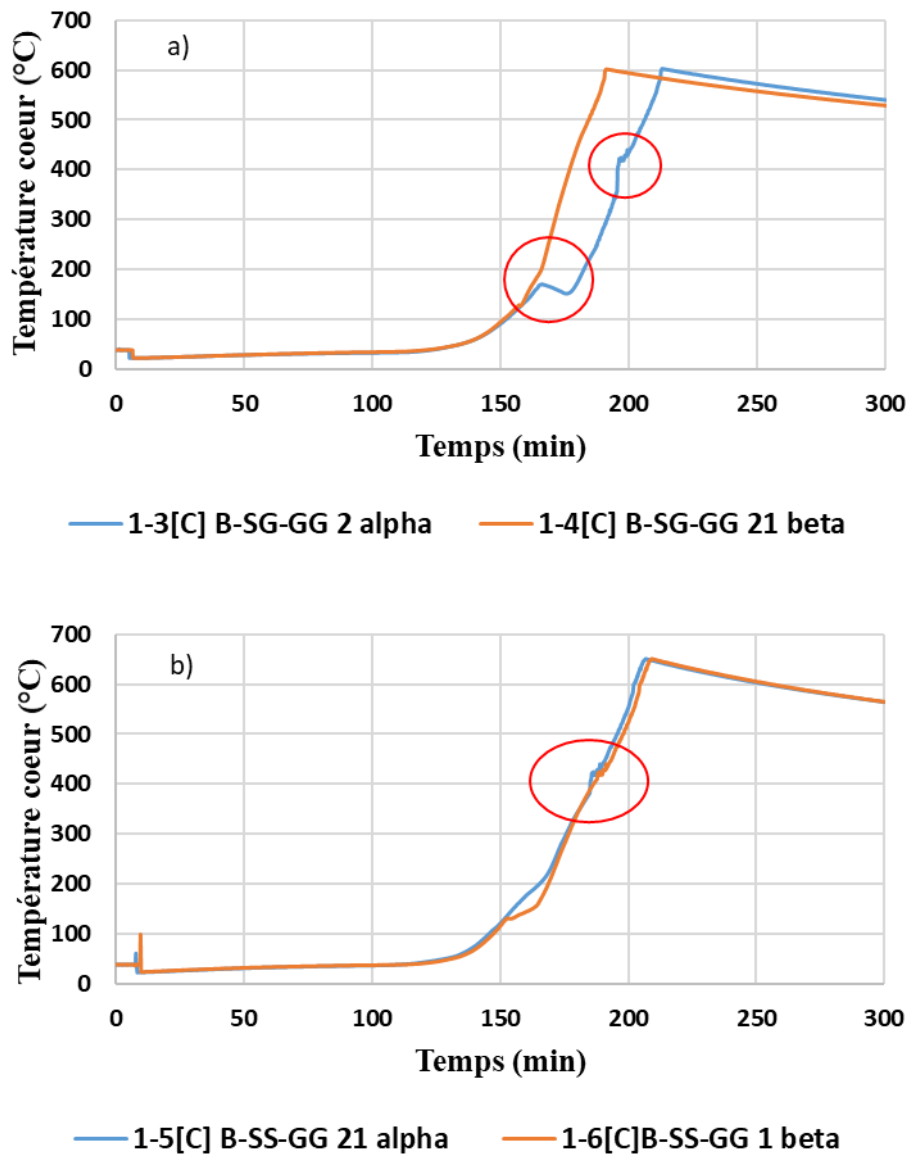


Figure 3.14: Evolution de la température au cœur en fonction du temps (a) B-SG-GG et (b) B-SS-GG

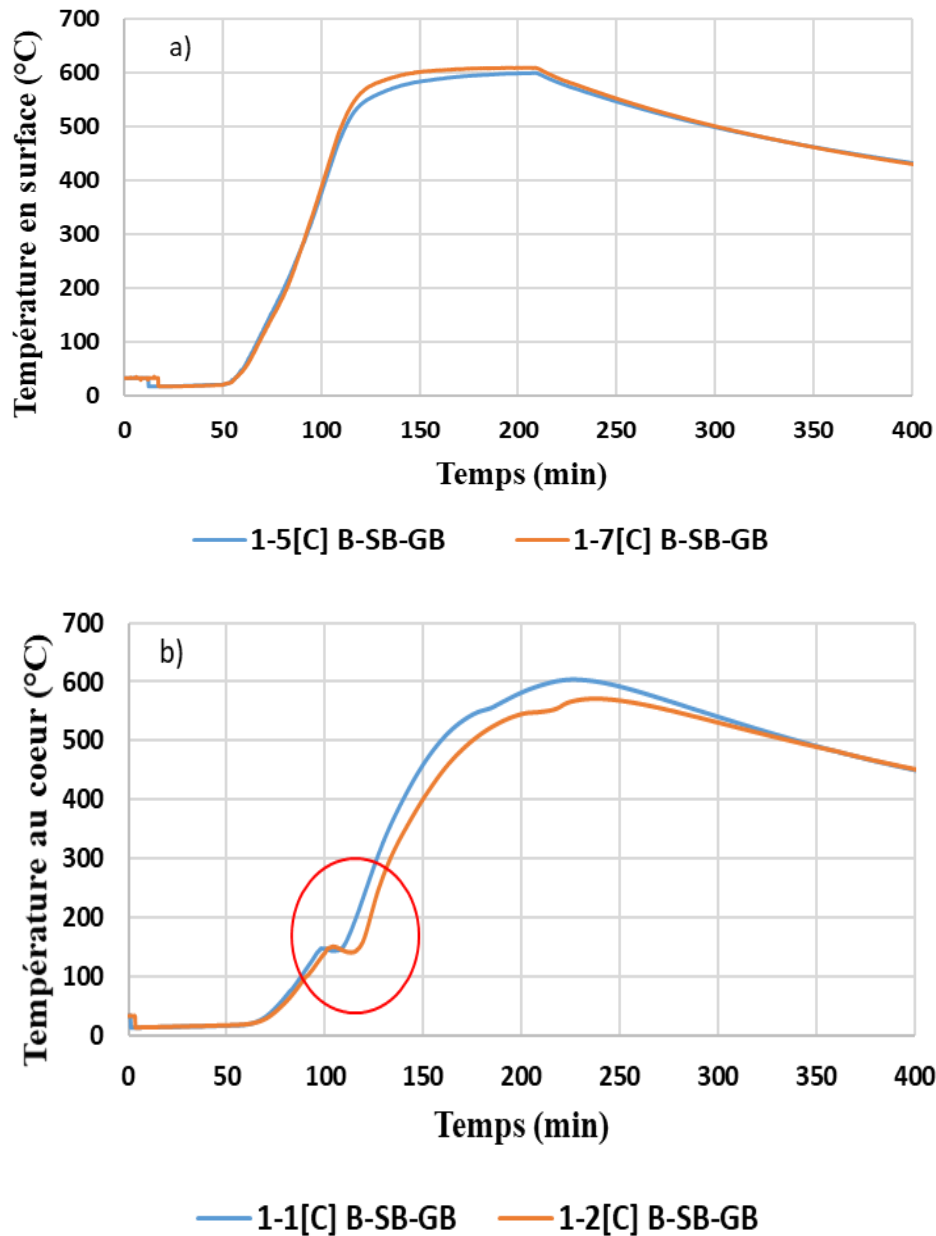


Figure 3.15: a) Evolution de la température en surface en fonction du temps du B-SB-GB, b) Evolution de la température au cœur en fonction du temps du B-SB-GB.

Sur la figure 3.15, on observe un palier de température entre 100°C-200°C au niveau de la température au cœur. Il pourrait être lié au fait que l'eau libre dans les pores consomme de la chaleur sous forme latente. On peut noter que pour ces trois bétons, les écaillages et/ou éclatements se sont produits successivement entre 1h15 min et 3 heures après le début de l'essai sur les éprouvettes 11×22 cm pour des températures en surface variant de 250°C jusqu'à 550°C. Cela pourrait s'expliquer par la nature des granulats utilisés. Cependant, la perte de masse du béton B-SB-GB est inférieure à celle des bétons B-SS-GG et B-SG-GG ; ce qui implique peut-

être un départ d'eau facilité probablement par la forte perméabilité du béton B-SB-GB. L'évolution des températures au sein des éprouvettes ne montre pas d'écart significatif entre les différents types de bétons et sont en accord avec ceux observés dans la littérature (Romagnosi, 2021 ; Yermak, 2015). La figure 3.16 présente l'évolution de ΔT en fonction de la température de surface et du temps des éprouvettes cylindriques 11× 22 cm de béton de B-SB-GB.

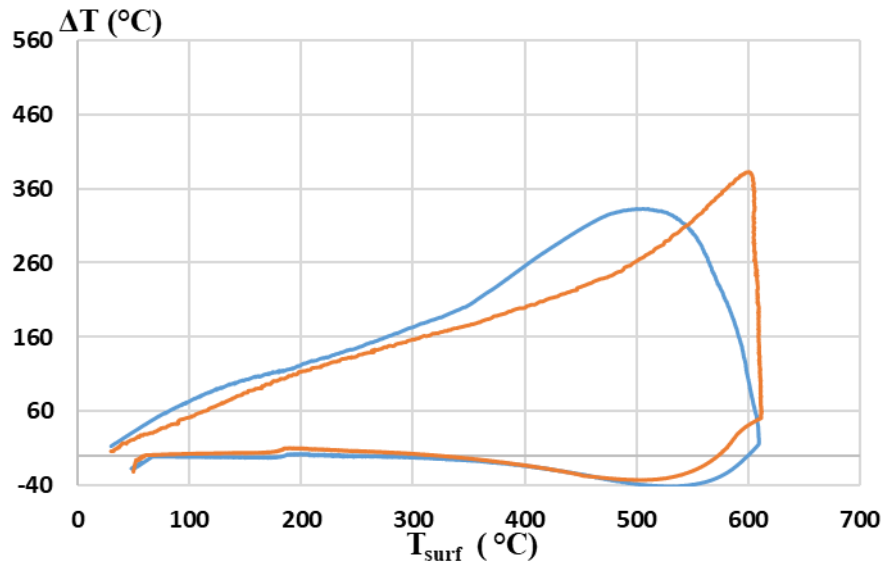


Figure 3.16: Evolution de la différence de température du B-SB-GB en fonction de la température de surface

Le tableau 3.8 présente les différentes valeurs obtenues des différences de température et des températures de surface.

Tableau 3.8: Différence de température (ΔT_{max} (°C)) et des températures en surface des bétons

Types de bétons	Nombre d'éprouvettes	ΔT_{max} (°C)	T_{surf} (°C)
B-SS-GG	1	303	604
	2	326	600
B-SG-GG	1	325	601
	2	386	603
B-SB-GB	1	333	500
	2	382	597

On observe que les valeurs de la différence de température sont moins élevées à une vitesse de 1 °C/min et ne conduisent pas à l'éclatement des bétons. Par contre, pour un cycle de 10 °C/min,

on a observé l'éclatement des bétons. En effet, Kanema (**Kanema, 2007**) a observé que la différence de température a tendance à diminuer lorsque l'âge du béton augmente (à 7 jours $\Delta T= 147^{\circ}\text{C}$, à 90 jours $\Delta T= 110^{\circ}\text{C}$, alors qu'à 365 jours $\Delta T= 90^{\circ}\text{C}$). Il attribue cela à l'hydratation de la matrice cimentaire qui semble consommer de l'eau libre. De plus, il a constaté que pour les cycles de chauffage de 300°C et 450°C , l'allure des courbes est similaire à celle de la même formulation à une vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

3.2 Evolution des propriétés physiques résiduelles

3.2.1 Perte de masse

Les résultats de la perte de masse (moyenne sur quatre éprouvettes pour chaque formulation) sont dans le tableau 3.9.

Tableau 3.9: Perte de masse moyenne des différents bétons.

Type de bétons	Cycle de chauffage-refroidissement				
	Mesures	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	Perte (%)	5,7	7,4	7,8	8,5
	Ecart type	0,2	0,3	0,2	0,3
B-SG-GG	Perte (%)	5,2	7,4	8,1	8,4
	Ecart type	2,1	0,2	0,3	0,3
B-SB-GB	Perte (%)	4,0	7,9	9,1	9,7
	Ecart type	0,3	0,1	0,4	0,2

L'évolution de la perte de masse en fonction de la température (figure 3.17) est similaire pour tous les bétons. Le béton B-SB-GB perd légèrement plus de masse que les autres bétons B-SG-GG et B-SS-GG. Pour un chauffage à 600°C , la perte de masse est de 9,7% pour le béton B-SB-GB ; 8,5% pour le B-SS-GG et 8,4% pour le B-SG-GG.

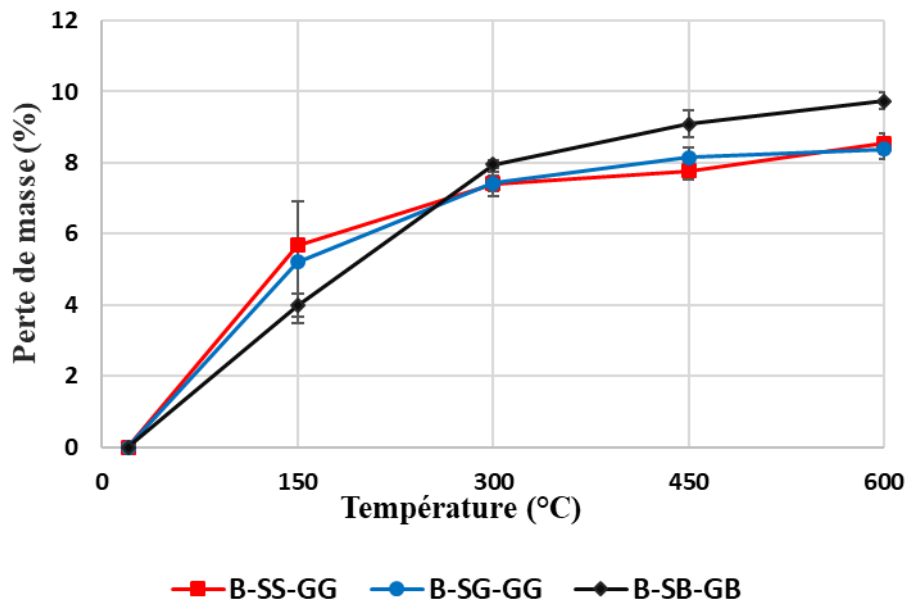


Figure 3.17: Evolution de la perte de masse.

A partir de la figure 3.17, on observe deux domaines d'évolution de la perte de masse en fonction de la température. Le premier domaine se situe à partir de la température ambiante jusqu'à 300°C. Cette perte de masse est due au départ de l'eau libre et à la déshydratation des C-S-H et de l'ettringite. Le deuxième domaine se situe entre 300°C et 600°C. Dans ce domaine, la perte de masse varie très peu. Une légère augmentation (d'environ 1% pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG ; et 2% environ pour le béton B-SB-GB) est cependant observée. Cela est probablement dû à la décomposition de la portlandite qui s'effectue généralement autour de 450°C-550°C (Noumowé, 1995). Le béton de basalte (B-SB-GB) perd beaucoup plus d'eau que le béton de gneiss (B-SS-GG et B-SG-GG). Cela est dû au coefficient d'absorption plus élevé pour les sables de basalte par rapport aux sables de gneiss. De plus, en comparant les différentes quantités d'eau totale présentes dans les bétons à leur perte de masse à la température de 600°C, on constate que pour les bétons (B-SS-GG et B-SG-GG) les pertes de masse restent inférieures à l'eau totale 9,44% et 9,35% (voir chapitre 2). Pour le béton B-SB-GB, la perte de masse est supérieure à l'eau totale initiale qui était de 9,39%. Il peut s'agir là d'une perte de matière supplémentaire. Des résultats similaires ont été observés par Kanema *et al.* (Kanema *et al.*, 2011), Xing *et al.* (Xing *et al.*, 2011) et Tchappa *et al.* (Tchappa *et al.*, 2019) sur les bétons confectionnés avec du sable de basalte, gravillons et graviers de gneiss où ils obtiennent à 600 °C une valeur de 7-8% environ de perte de masse.

3.2.2 Porosité sous vide et masse volumique à l'éthanol

Les échantillons testés sont ceux portés à des températures de 80°C, 150°C, 300°C, 450°C et 600°C. Cependant, les échantillons portés à la température de 80°C sont séchés à l'étuve (80 ± 5°C) jusqu'à masse constante.

Les résultats récapitulatifs de la porosité moyenne obtenue par pesée éthano-statique pour tous les bétons sont reportés dans le tableau 3.10. L'annexe 3 montre à titre d'exemple le détail expérimental des mesures de porosité à l'éthanol du béton B-SB-GB à savoir les masses initialement prélevées des éprouvettes.

La porosité relative est déterminée en pourcentage et a été normalisée par rapport à la valeur initiale obtenue à la température de 80°C.

Tableau 3.10: Porosité moyenne des bétons.

Type de bétons	Mesures	Séchage	Cycle de chauffage-refroidissement			
		80 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	Porosité (%)	14,1	15,4	17,6	18,0	20,2
	Ecart type	1,2	1,4	2,3	1,0	2,0
	P/P ₈₀ (%)	100	109	124	128	143
B-SG-GG	Porosité (%)	14,9	15,2	16,5	17,5	19,7
	Ecart type	1,0	0,9	0,6	1,7	0,8
	P/P ₈₀ (%)	100	102	111	117	132
B-SB-GB	Porosité (%)	14,5	15,8	16,9	18,4	20,5
	Ecart type	1,4	1,3	1,5	1,7	1,6
	P/P ₈₀ (%)	100	109	116	127	141

Les résultats obtenus montrent que la porosité des bétons augmente en fonction de la température (figure 3.18).

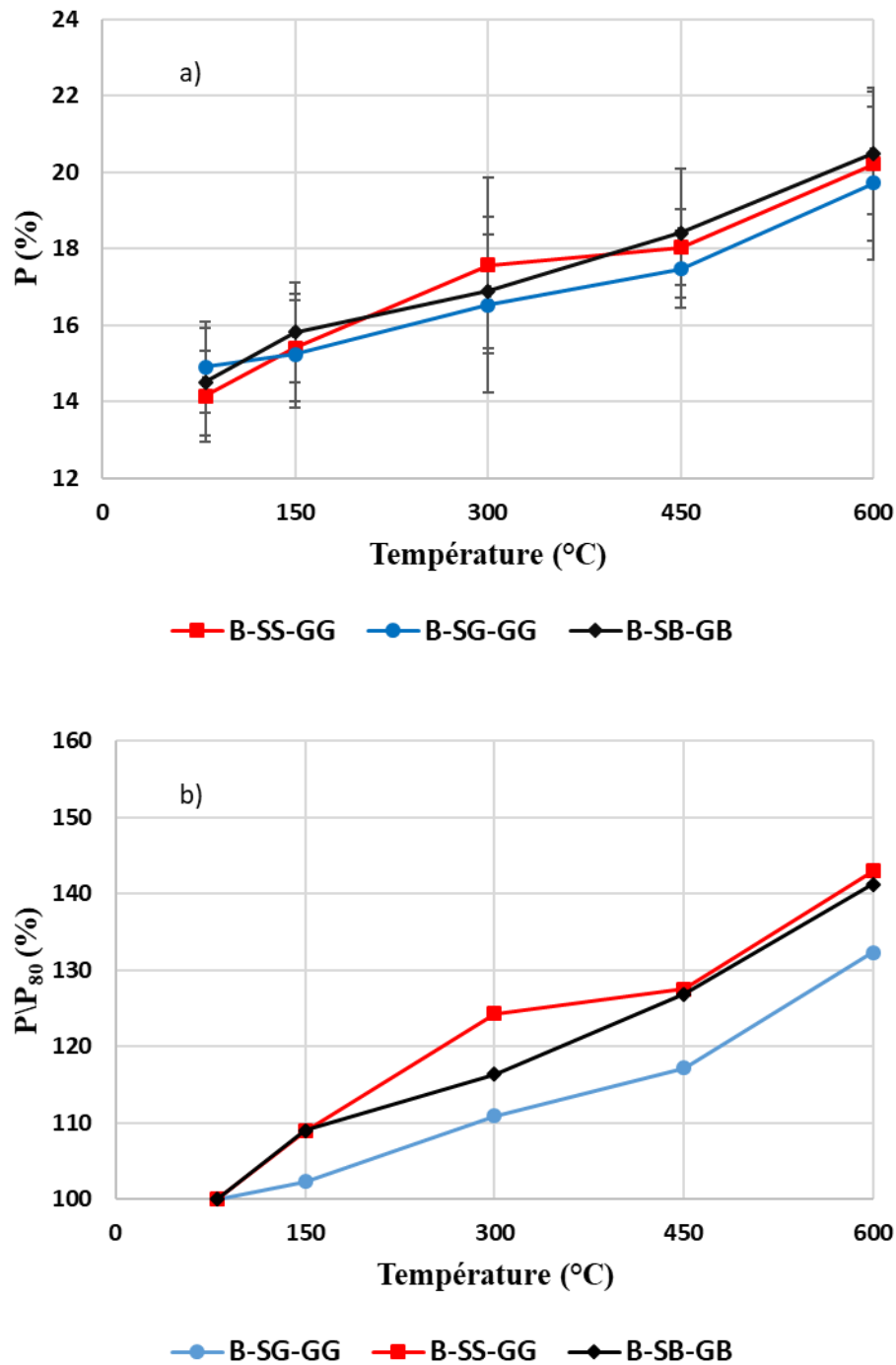


Figure 3.18: Evolution de la porosité : a) absolue ; b) relative.

A 80°C après séchage, nous remarquons que les bétons présentent une porosité similaire. Après 80°C, les bétons présentent une même allure d'évolution de la porosité jusqu'à la température de 600 °C. Entre 80°C et 300°C, la porosité relative augmente de 17% en moyenne ; et varie légèrement jusqu'à 450°C. Une faible variation de la porosité est remarquée jusqu'à la température de 450°C pour le B-SS-GG. Les travaux de **Razafinjato et al. (Razafinjato et al., 2015)** effectués sur un béton ordinaire contenant des granulats de granite (obtiennent un taux de 15 %) présentent des résultats similaires pour B-SS-GG. Cette faible variation peut être aussi

liée à la déshydratation des silicates de calcium hydraté. Au-delà de 450°C, un accroissement rapide de la porosité est observé. Cela pourrait être dû à la décomposition de la portlandite selon l'équation $(\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O})$ et aux transformations allotropiques de quartz α en quartz β . On conclut que le béton B-SG-GG a une faible porosité comparée aux autres bétons, ce qui est en accord avec sa faible perte de masse et cela est probablement dû à la nature des granulats.

Les valeurs de la masse volumique des bétons sont présentées dans le tableau 3.11.

Tableau 3.11: Masse volumique des bétons.

Type de béton	Mesure	Séchage		Cycle chauffage-refroidissement		
		80 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	ρ (g/cm ³)	2,37	2,27	2,16	2,17	2,20
	Ecart type	0,04	0,06	0,04	0,07	0,08
B-SG-GG	ρ (g/cm ³)	2,34	2,36	2,31	2,26	2,23
	Ecart type	0,04	0,02	0,04	0,10	0,04
B-SB-GB	ρ (g/cm ³)	2,36	2,35	2,31	2,21	2,21
	Ecart type	0,02	0,02	0,02	0,08	0,04

La figure 3.19 présente l'évolution de la masse volumique des bétons en fonction de la température.

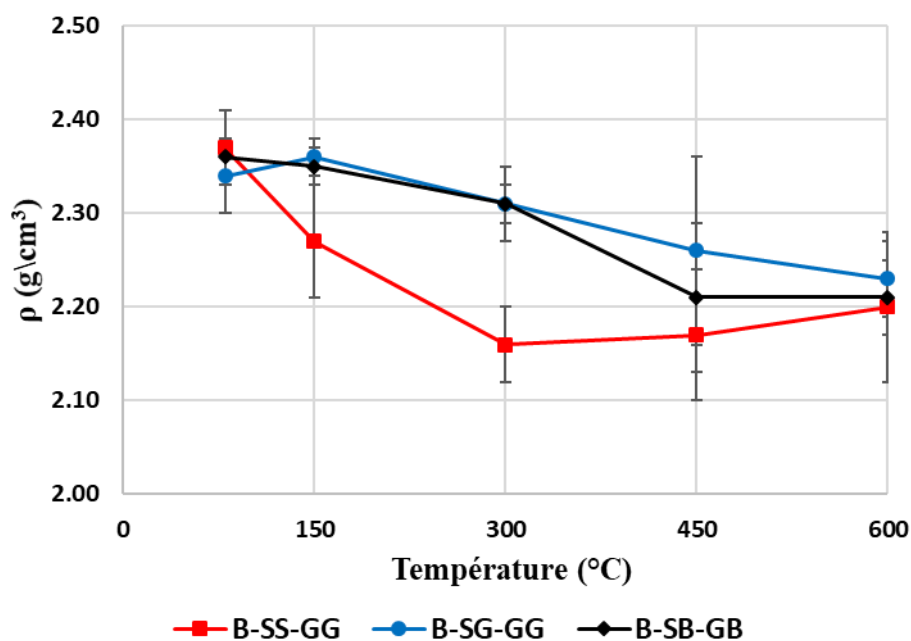


Figure 3.19: Evolution de la masse volumique des bétons en fonction de la température

Les bétons présentent des masses volumiques élevées. La masse volumique diminue avec la température probablement due aux différentes transformations physico-chimiques pour tous les bétons. A 600°C, la masse volumique varie très peu suivant le type de béton (B-SS-GG, B-SG-GG et B-SB-GB).

3.2.3 Perméabilité au gaz

La perméabilité au gaz a été mesurée par la méthode de **Cembureau (Cembureau, 1989)**. La perméabilité a été normalisée par rapport à la valeur initiale obtenue après le séchage à 80°C.

Les résultats de la perméabilité sont présentés sur le tableau 3.12.

Tableau 3.12: Valeurs obtenues de la perméabilité.

Type de bétons	Mesure	Séchage	Cycle de chauffage-refroidissement			
		80 ± 5 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	$K_{int} (.10^{-16} (m^2))$	1,4	0,6	3,1	10,36	181,7
	Ecart type (.10 ⁻¹⁶)	0,08	0,02	0,17	1,16	-
	$K_{int} \setminus K_{80} [-]$	1	0,4	2,1	7,3	127,4
B-SG-GG	$K_{int} (.10^{-16} (m^2))$	1,5	1,9	2,3	12,1	112,9
	Ecart type (.10 ⁻¹⁶)	0,09	0,49	0,17	0,88	-
	$K_{int} \setminus K_{80} [-]$	1	1,3	1,6	8,2	76,7
B-SB-GB	$K_{int} (.10^{-16} (m^2))$	8,1	7,15	38,43	133,20	214,1
	Ecart type (.10 ⁻¹⁶)	0,15	4,2	0,88	27,76	-
	$K_{int} \setminus K_{80} [-]$	1	0,9	4,8	16,5	26,4

La figure 3.20 présente l'évolution de la perméabilité intrinsèque et de la perméabilité intrinsèque relative (par rapport de la perméabilité à 80 ± 5°C) en fonction de la température.

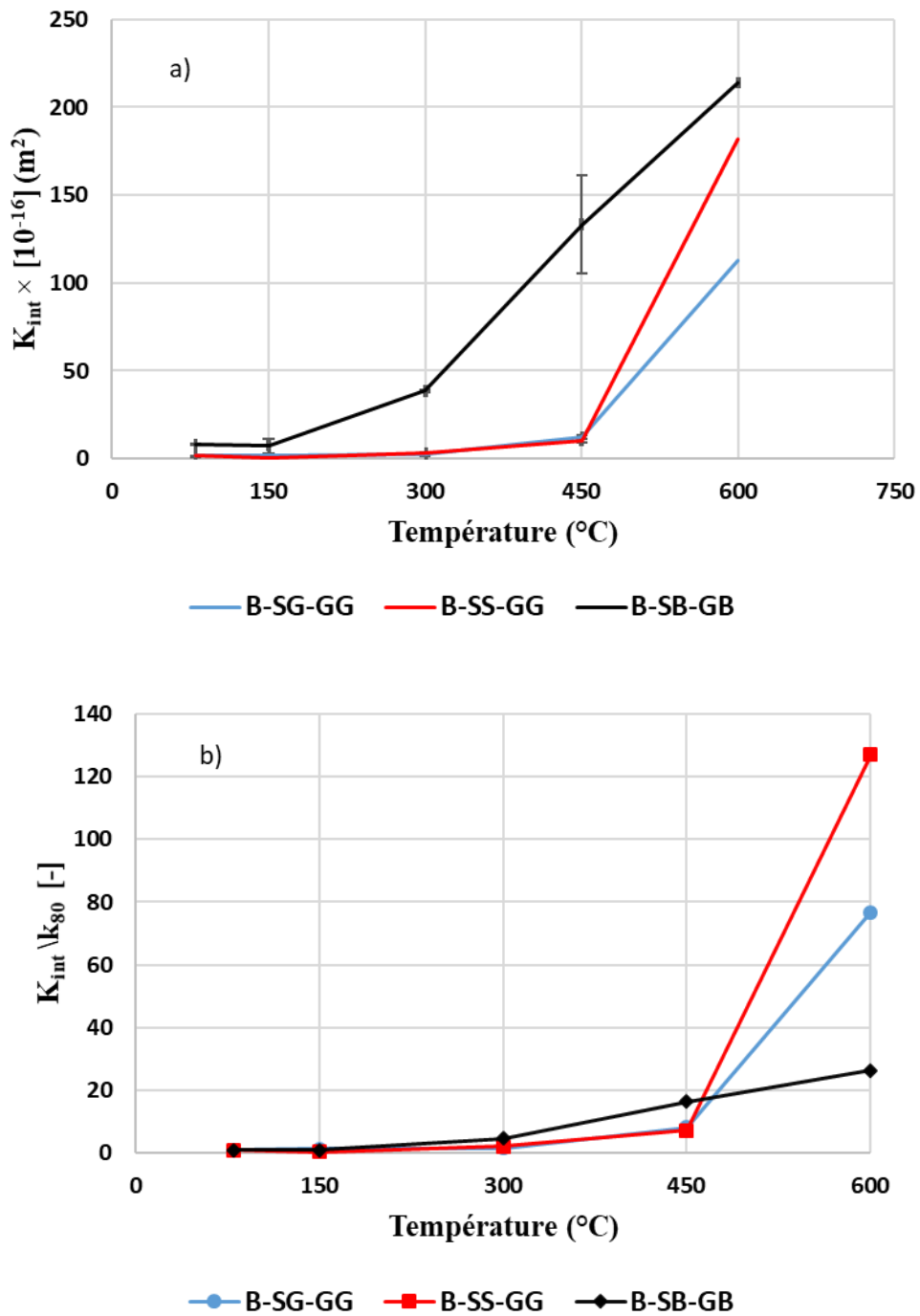


Figure 3.20: a) Évolution de la perméabilité intrinsèque des bétons en fonction de la température ; b) perméabilité relative des bétons en fonction de la température

La perméabilité intrinsèque du béton augmente avec la température pour tous les bétons. Une augmentation significative s'opère au-delà de 150°C suivi par une augmentation très importante après 300°C pour le béton B-SB-GB (figure 3.20a). De plus, on remarque un comportement similaire pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG jusqu'à 450 °C (figure 3.20b). Cependant, au-delà de 450°C, la perméabilité intrinsèque des bétons B-SG-GG et B-SS-GG croît rapidement avec la température (figure 3.20a).

On note un fort endommagement des bétons à 600°C. La perméabilité intrinsèque du béton B-SG-GG et B-SS-GG reste inférieure à celle du béton B-SB-GB, quelle que soit la température d'exposition. Ces résultats corroborent ceux des travaux de (Nguyen, 2013) effectués sur des éprouvettes de bétons ordinaires (B1) et à hautes performances (B2) à base de granulats semi-concassés de type silico-calcaire où la perméabilité intrinsèque des bétons était initialement de $4,5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ et $0,7 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ respectivement pour le (B1) et le (B2) ; et celui du béton (B1) était multipliée par 10 à 300°C, tandis que celle du (B2) était multipliée par 30.

L'augmentation de la perméabilité pourrait être due à l'apparition et au développement de fissures engendrées par l'incompatibilité de déformations entre la pâte de ciment et les granulats. Les éprouvettes présentent en effet un dense réseau de fissures ouvertes favorisant le transfert de masse et conduisant à des valeurs élevées de perméabilité. Comme remarqué précédemment, on constate que le béton B-SB-GB a une perte de masse et une porosité légèrement élevée et donc une perméabilité élevée comparée à celles des bétons B-SS-GG et B-SG-GG.

3.2.4 Vitesse des ondes (P)

Le tableau 3.13 présente les données récoltées concernant la vitesse des ondes des bétons.

Tableau 3.13: Vitesse d'onde des bétons.

Type de Bétons	Mesures	T° ambiante	Cycle de chauffage-refroidissement			
		20 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	V _T [°] (m/s)	4248	3533	3108	2338	1369
	Ecart type	111,3	117,9	44,8	24,2	63,3
	V _T [°] /V ₂₀ (%)	100	83	73	55	32
B-SG-GG	V _T [°] (m/s)	4348	3641	3049	2303	1229
	Ecart type	17,1	29,7	63,4	10,7	42,8
	V _T [°] /V ₂₀ (%)	100	84	70	53	28
B-SB-GB	V _T [°] (m/s)	4448	4256	3039	2432	1219
	Ecart type	195,4	52,6	131,9	48,1	59,0
	V _T [°] /V ₂₀ (%)	100	96	68	55	27
M-SG	V _T [°] (m/s)	3641	2808	2731	-	-
	Ecart type	702,8	600,6	664,4	-	-
	V _T [°] /V ₂₀ (%)	100	77	75	-	-

La figure 3.21 présente l'évolution de la vitesse des ondes absolue et relative en fonction de la température.

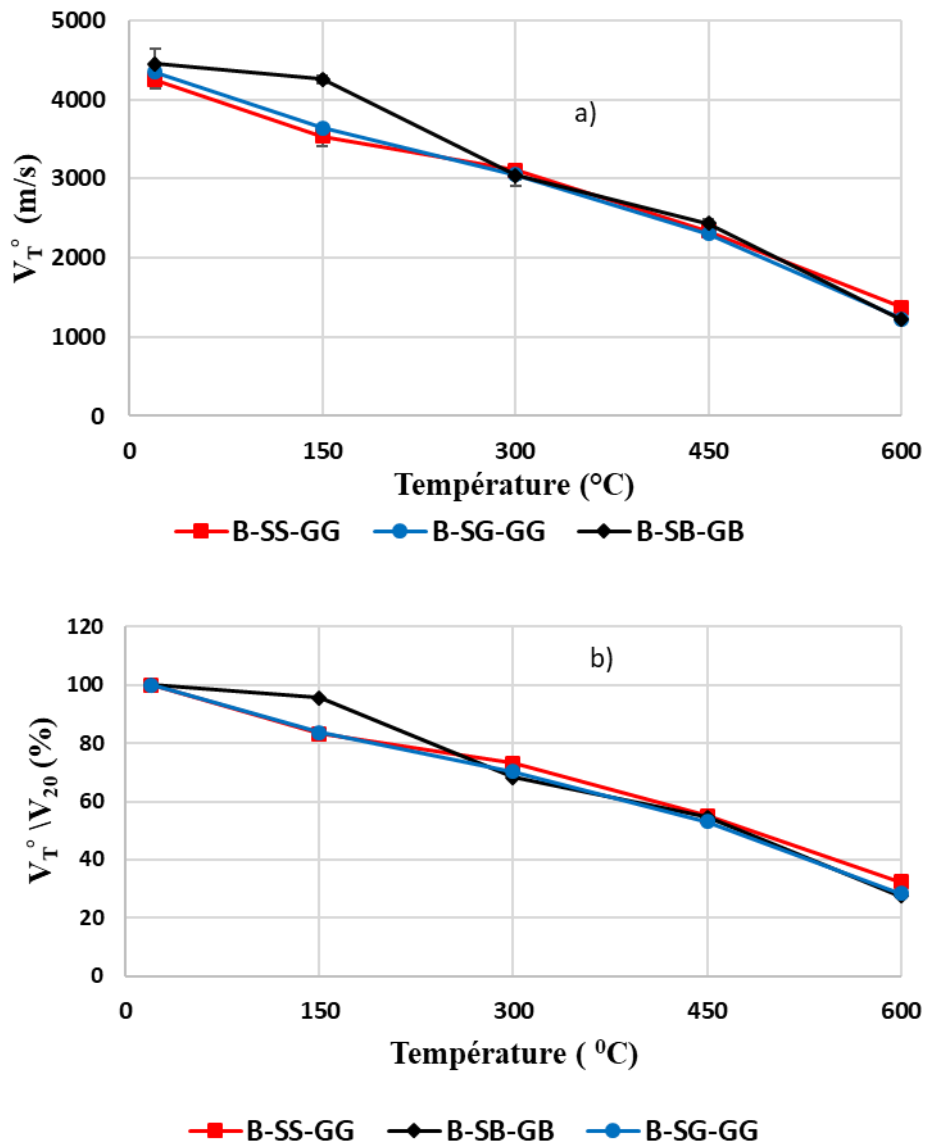


Figure 3.21: Evolution de la vitesse des ondes en fonction de la température ; a) absolue ; b) relative.

On observe sur la figure 3.21 que la vitesse des ondes au sein des bétons diminue presque linéairement au fur et à mesure que la température augmente. Cette diminution est probablement liée à la porosité des bétons. En particulier, à 600°C, la vitesse des ondes (P) du béton B-SB-GB diminue de 73% comparée à celles des autres bétons B-SS-GG et B-SG-GG de 68% et 72% respectivement. Ce résultat corrobore ceux obtenus sur la perte de masse, la porosité et la perméabilité et donc une augmentation de la porosité et de la perméabilité entraîne une diminution de la vitesse des ondes (P).

3.3 Evolution des propriétés mécaniques résiduelles

Les propriétés mécaniques des trois bétons sont déterminées à la température ambiante et aussi après les cycles de chauffage-refroidissement. Les propriétés mécaniques étudiées sont la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité statique et dynamique. L'effet de la sollicitation thermique sur ces caractéristiques mécaniques est ainsi déterminé.

3.3.1 Résistance à la compression

Pour chacune des formulations et chaque cycle de chauffage-refroidissement, trois essais en compression simple sont réalisés. Les résultats récapitulatifs de la résistance à la compression résiduelle obtenus pour tous les bétons et les valeurs moyennes des résistances résiduelles et relatives à la compression sur les éprouvettes de mortier $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ sont reportés dans le tableau 3.14.

La résistance relative est déterminée en pourcentage et est normalisée par rapport à la valeur initiale obtenue à la température initiale de 20°C .

Tableau 3.14: Résistance à la compression des bétons et mortiers.

Type de Bétons	Mesures	T° ambiante	Cycle de chauffage-refroidissement			
		20 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG	R _c (MPa)	33,1	29,6	28,9	22,2	18,2
	Ecart type	0,7	2,4	2,6	0,8	1,5
	R _c /R _{c20} (%)	100	90	87	67	55
B-SG-GG	R _c (MPa)	31,5	33	36,4	24,7	18,9
	Ecart type	3	1,6	2,8	3,8	1,6
	R _c /R _{c20} (%)	100	105	116	78	60
B-SB-GB	R _c (MPa)	36,6	25,5	29,5	17,6	13,2
	Ecart type	0,2	3,5	2,6	1,5	1,1
	R _c /R _{c20} (%)	100	70	81	48	36
M-SG	R _c (MPa)	30,1	36,6	34,4	-	-
	Ecart type	3,6	2,6	3,4	-	-
	R _c /R _{c20} (%)	100,0	117,7	110,9	-	-

La résistance à la compression à la température ambiante varie très peu entre les différents bétons (figure 3.22).

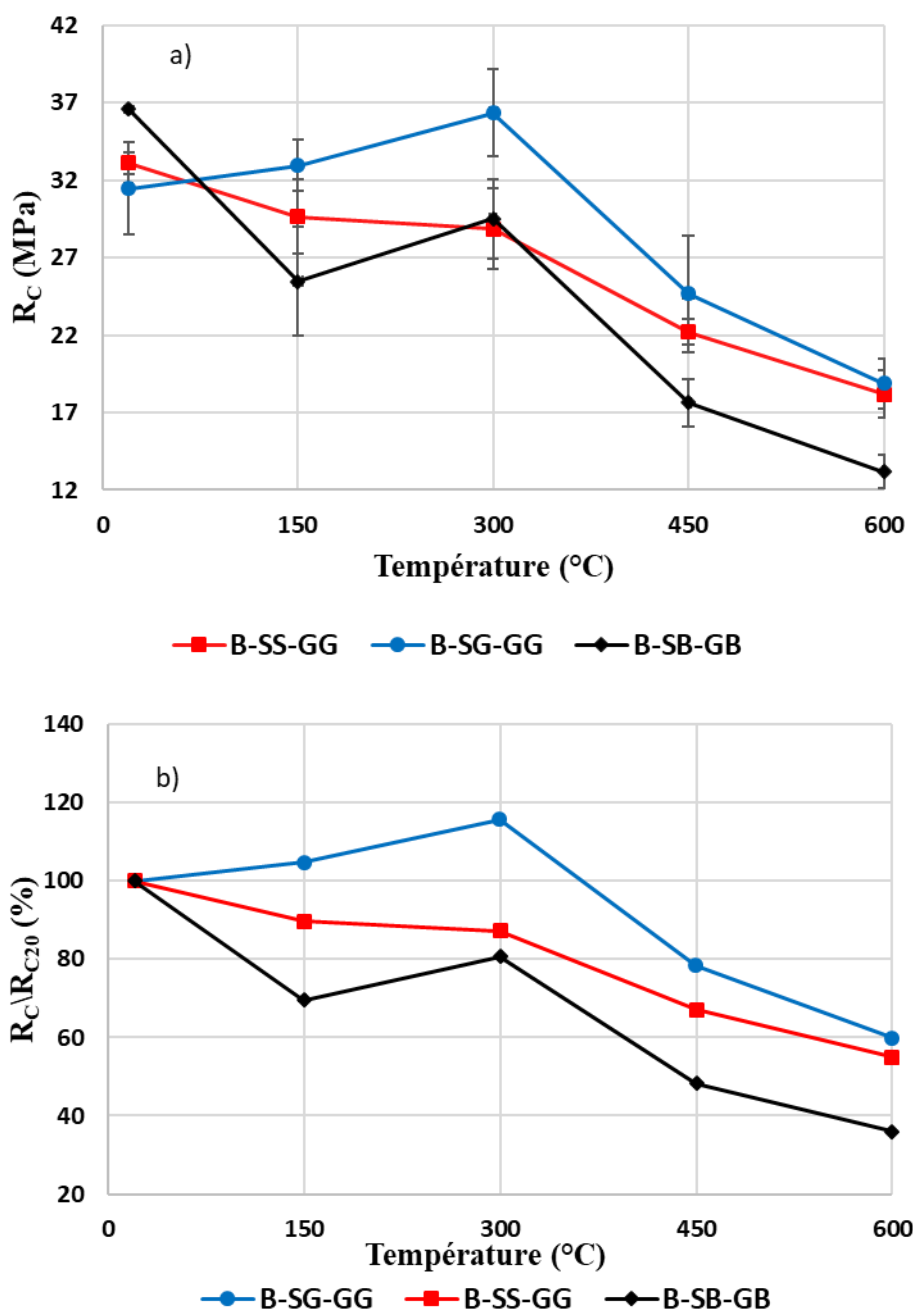


Figure 3.22: Evolution de la résistance résiduelle à la compression ; a) absolue et b) relative.

L'évolution de la résistance résiduelle relative à la compression des trois bétons est présentée à la figure 3.22. Avec le chauffage jusqu'à 150°C, la résistance à la compression résiduelle baisse pour les bétons B-SB-GB et B-SS-GG, puis augmente jusqu'à 300°C pour le béton B-SS-GG (figure 3.22a). Par contre, les bétons B-SG-GG connaissent une augmentation jusqu'à 300°C. Pour le béton B-SG-GG, cela représente un gain de résistance de 16% (figure 3.22b). Les travaux de Costa et *al.* (Costa et *al.*, 2021) obtiennent des résultats similaires sur la roche de

gneiss : une augmentation de la résistance à partir de 100°C jusqu'à 400°C d'une valeur de 24%. On soupçonne que ce gain de résistance obtenu sur le B-SG-GG est beaucoup plus lié aux réactions chimiques entre le ciment et les minéraux présents dans les granulats de gneiss avec la température (variation des différentes teneurs en silice, en fer, de l'oxyde d'aluminium et l'oxyde de calcium entre les granulats de gneiss et les granulats de basalte). En effet, sous l'effet de l'augmentation de la température, l'eau se dilate. Cette dilatation thermique permet d'avoir l'eau sous forme de vapeur qui parvient à s'échapper du béton et peut provoquer l'augmentation des forces d'attraction et donc un gain de la résistance. D'autres auteurs comme Hachemi et *al.* (**Hachemi et al., 2017**) ont investigué sur des bétons confectionnés avec des sables siliceux et silico-calcaire pour un rapport E/C=0,42. Ils ont obtenu une augmentation de la résistance à la compression résiduelle de 7% lorsque la vitesse de chauffage des échantillons cubiques était de 3°C/min avec un palier d'une heure. De plus, Tchappa et *al.* (**Tchappa et al., 2019**) ont déterminé la résistance à la compression sur trois bétons confectionnés avec le même granulats de gneiss de Eloumdem, mais avec différents types de sable à savoir du sable de gneiss, du sable de rivière et du sable basalte. Ils ont observé des gains de résistance à 300 °C de 6%, 5% et 4% respectivement pour le sable de gneiss, le sable de rivière et le sable basalte. La vitesse de chauffage utilisée est de 4 °C/min avec un palier d'une heure. Le rapport E/C de ces bétons est de 0,47.

Afin de comprendre l'augmentation de la résistance à la compression résiduelle du béton B-SG-GG, une formulation du mortier M-SG a été effectuée. Les résultats du tableau 3.11 montrent une augmentation de la résistance à la compression résiduelle sur le mortier M-SG de 10,9% est observée à 300°C.

Au-delà de 300 °C jusqu'à 600°C, une diminution sévère de la résistance à la compression est observée pour tous les bétons (B-SS-GG, B-SG-GG et B-SB-GB). A 600°C, les bétons B-SG-GG et B-SS-GG ont presque la même résistance (18,9 MPa et 18,2 MPa) sauf pour le B-SB-GB qui perd davantage de résistance (13,2 MPa). Globalement, en remplaçant les granulats de gneiss par les granulats de basalte, la baisse de la résistance à la compression résiduelle est plus importante.

Certaines éprouvettes ont été équipées de jauges de déformation pour le suivi des déformations et la détermination du module d'Young statique. En particulier, les courbes contraintes-déformations ont été obtenues sur du béton de basalte et sont présentées dans la figure 3.23.

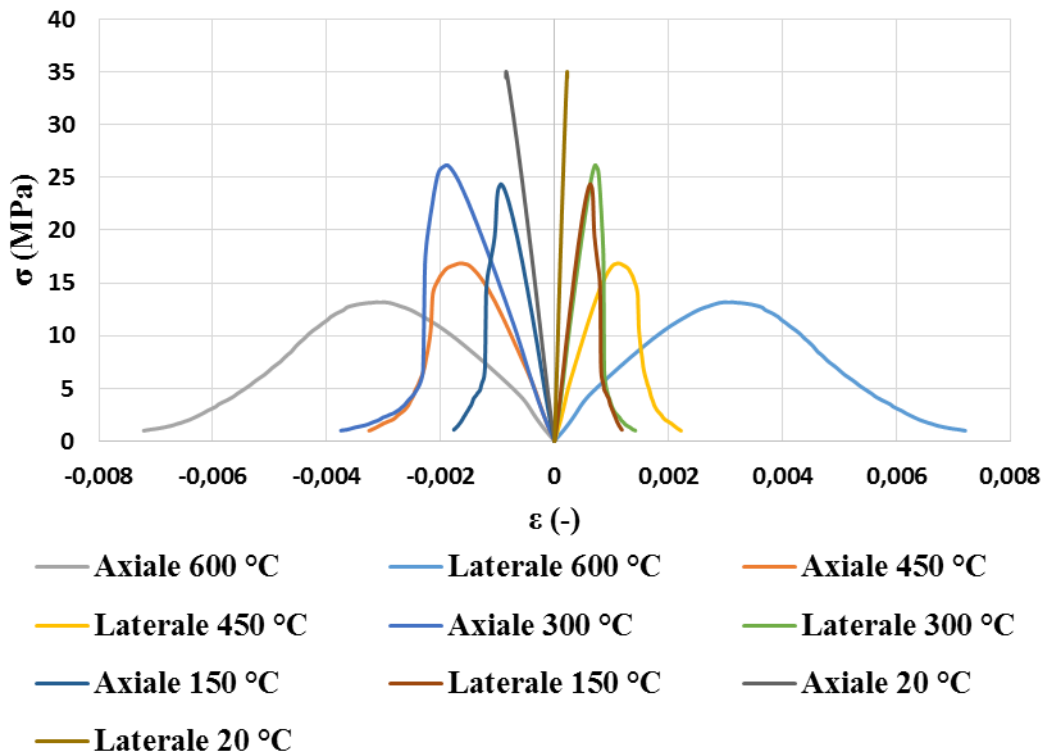


Figure 3.23: Courbes contrainte-déformation pour chaque palier de température

On observe sur la figure 3.23 un comportement linéaire jusqu'à 30 % de la contrainte maximale. Au-delà de cette contrainte, ce comportement n'est plus linéaire et pourrait s'accompagner de l'ouverture des microfissures dans le béton. Par la suite, on observe l'augmentation des déformations qui se traduit notamment par une diminution du module d'Young. De plus, à 20°C, la rupture est beaucoup plus brutale par rapport aux autres températures. Un comportement adoucissant est observé lorsque la température augmente. Lorsque le pic de la contrainte maximale est atteint, les valeurs des déformations continuent à augmenter probablement à cause de la naissance des macro-fissures dans le béton. Au-delà des contraintes maximales, les jauges de déformation ne sont plus utilisables. Pour avoir l'allure post-pic des contraintes, le rapport de déformation de plateau et les jauges de déformation ont été utilisés pour calculer le coefficient de correction des jauges.

L'obtention du module d'Young a été faite uniquement sur la partie des déformations axiales lorsque l'on se trouve uniquement sur le dernier cycle (figure 3.24). Le module d'Young s'obtient en considérant le coefficient directeur de la droite selon la norme NF EN12390-13.

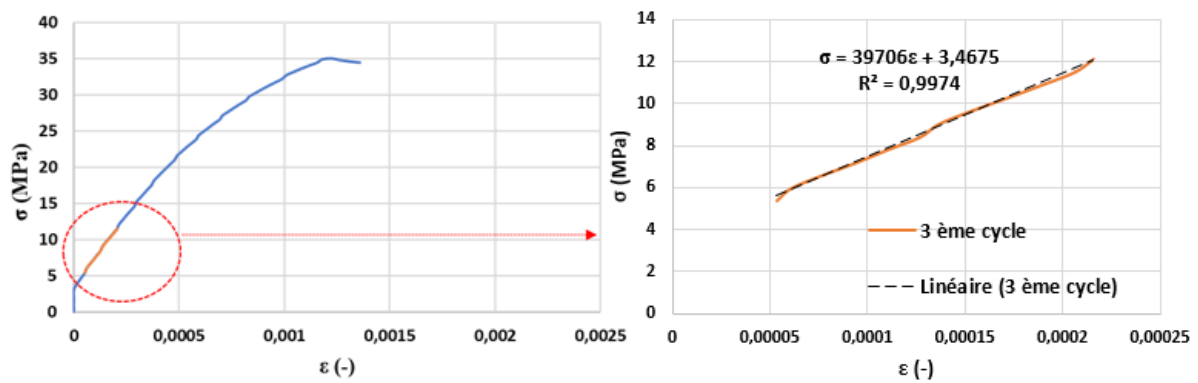


Figure 3.24: Exemple pour la détermination du module de Young du B-SB-GB à la température ambiante.

Sur la figure 3.24, on note que jusqu'à 4 MPa environ, les déformations existent, mais sont infinitésimales.

3.3.3 Module d'élasticité statique et dynamique

Le tableau 3.15 donne les différentes valeurs de module d'élasticité statique et dynamique obtenues et les figures 3.25 et 3.26 montrent l'évolution du module d'élasticité statique et dynamique en fonction de la température de chauffage.

Tableau 3.15: Module d'élasticité statique et dynamique des bétons

Type de béton	Cycle de chauffage-refroidissement										
	T° ambiante	20 °C		150 °C		300 °C		450 °C		600 °C	
	Mesure	E _{st}	E _d	E _{st}	E _d	E _{st}	E _d	E _{st}	E _d	E _{st}	E _d
B-SS-GG	(GPa)	33	40,0	24	27,7	16	21,5	8	12,2	6	4,2
	Ecart type	5,9	0,8	5,3	0,3	1,8	0,8	1,8	0,2	2,6	0,1
	Relative (%)	100	100	73	69	50	54	23	30	17	10
B-SG-GG	(GPa)	30	42,9	25	30,1	23	21,2	10	12	6	3,4
	Ecart type	4,4	0,6	-	0,6	-	0,1	-	0,1	2,4	0,3
	Relative (%)	100	100	83	70	75	49	33	28	21	8
B-SB-GB	(GPa)	40	46,0	32	41,9	20	21,4	17	13,7	5	3,4
	Ecart type	3,8	0,6	7,0	0,5	5,6	0,3	0,7	0,4	2,9	0,1
	Relative (%)	100	100	80	91	50	46	41	30	12	7
M-SG	(GPa)	-	31,5	-	18,8	-	17,9	-	-	-	-
	Ecart type	-	0,8	-	0,6	-	0,2	-	-	-	-
	Relative (%)	-	100	-	60	-	57	-	-	-	-

Les figures 3.25, 3.26 et 3.27 illustrent l'évolution du comportement de ces bétons.

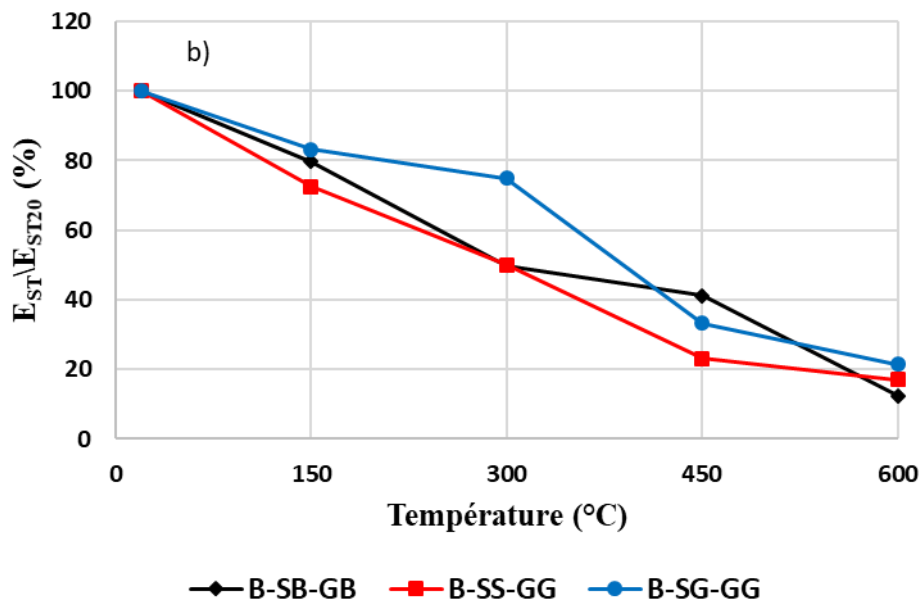
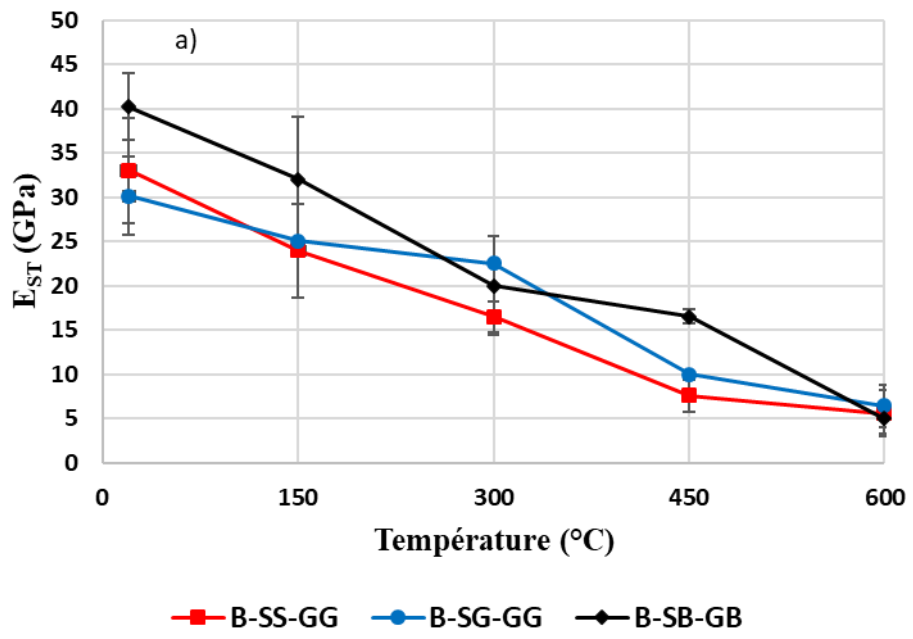


Figure 3.25: Evolution du module d'élasticité statique en fonction de la température.

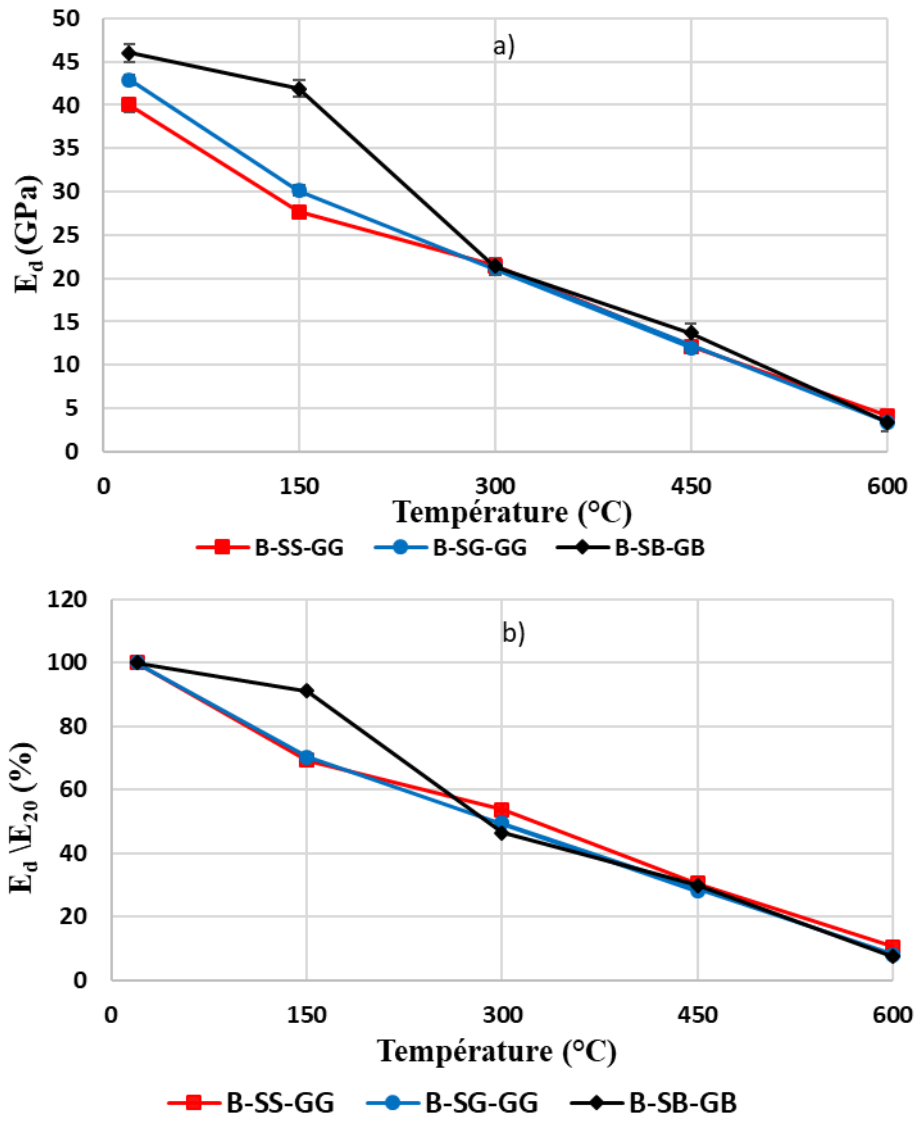


Figure 3.26: Evolution du module dynamique en fonction de la température (a) absolue, (b) relative.

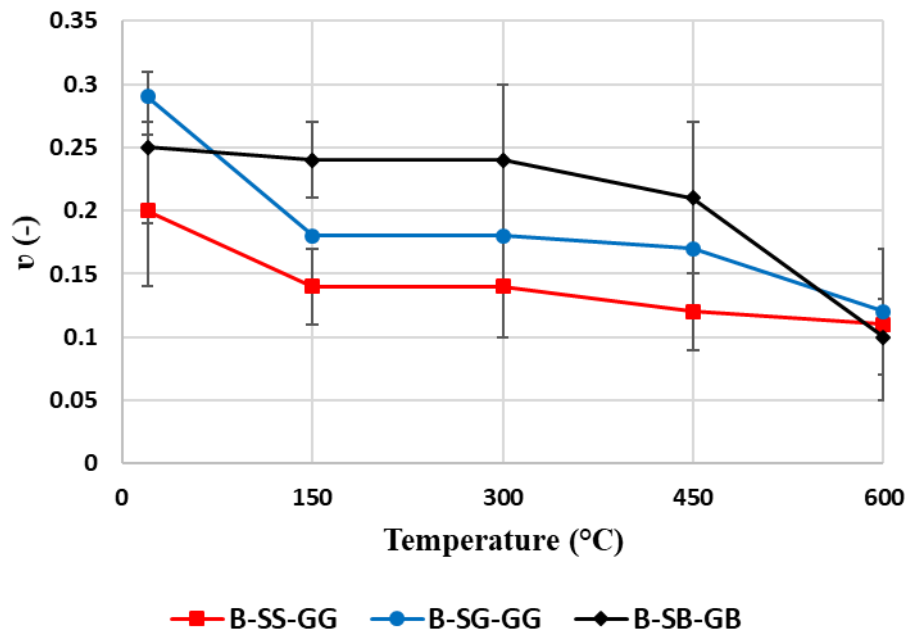


Figure 3. 27: Evolution du coefficient de Poisson résiduel en fonction de la température.

Le module d'élasticité des bétons varie suivant la nature et la densité des granulats. A la température ambiante le béton B-SB-GB présente un meilleur module par rapport aux autres bétons. Avec l'augmentation de la température, on note une baisse progressive du module et du coefficient de Poisson pour tous les bétons. La baisse du module d'élasticité et du coefficient de Poisson à partir de 20°C montre l'endommagement lié au chauffage. Certains auteurs (Tolentino et al., 2002) ont remarqué que la diminution du module d'élasticité des bétons peut être liée à la microfissuration de l'interface induite par la dilatation du granulat. En effet, l'évolution opposée des déformations thermiques différentielles entre la pâte et le granulat génèrent le développement des fissures.

3.3.2 Résistance à la traction par fendage et traction par flexion

Pour chacune des formulations et chaque cycle de chauffage, trois éprouvettes cylindriques de béton de dimensions 11 × 22 cm et trois éprouvettes prismatiques 4 × 4 × 16 cm³ de mortiers ont été testées.

Les résultats récapitulatifs de la résistance à la traction par fendage résiduelle obtenus pour tous les bétons et le mortier sont reportés dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16: Résistance à la traction par fendage des bétons et à la traction par flexion des mortiers.

Type de Bétons	Mesures	T° ambiante	Cycle de chauffage-refroidissement			
		20 °C	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SG-GG	R _T (MPa)	2,6	3,1	3,4	2,7	1,2
	Ecart type	0,7	0,1	0,2	0,3	0,1
	R _T /R _{T20} (%)	100	120	131	105	54
B-SS-GG	R _T (MPa)	3,1	2,9	3,1	1,9	1,1
	Ecart type	0,1	0,2	0,2	0,3	0,1
	R _T /R _{T20} (%)	100	93	99	61	36
B-SB-GB	R _T (MPa)	3,9	3,2	2,8	2,3	1,5
	Ecart type	0,4	0,2	0,1	0,2	0,2
	R _T /R _{T20} (%)	100	84	71	58	38
M-SG	R _f (MPa)	2,3	8,9	4,6	-	-
	Ecart type	0,3	0,5	2,7	-	-
	R _f /R _{f20} (%)	100	394,7	204,2		

La figure 3.28 présente l'évolution de la résistance à la traction par fendage résiduelle ((a) valeurs absolues et (b) valeurs relatives).

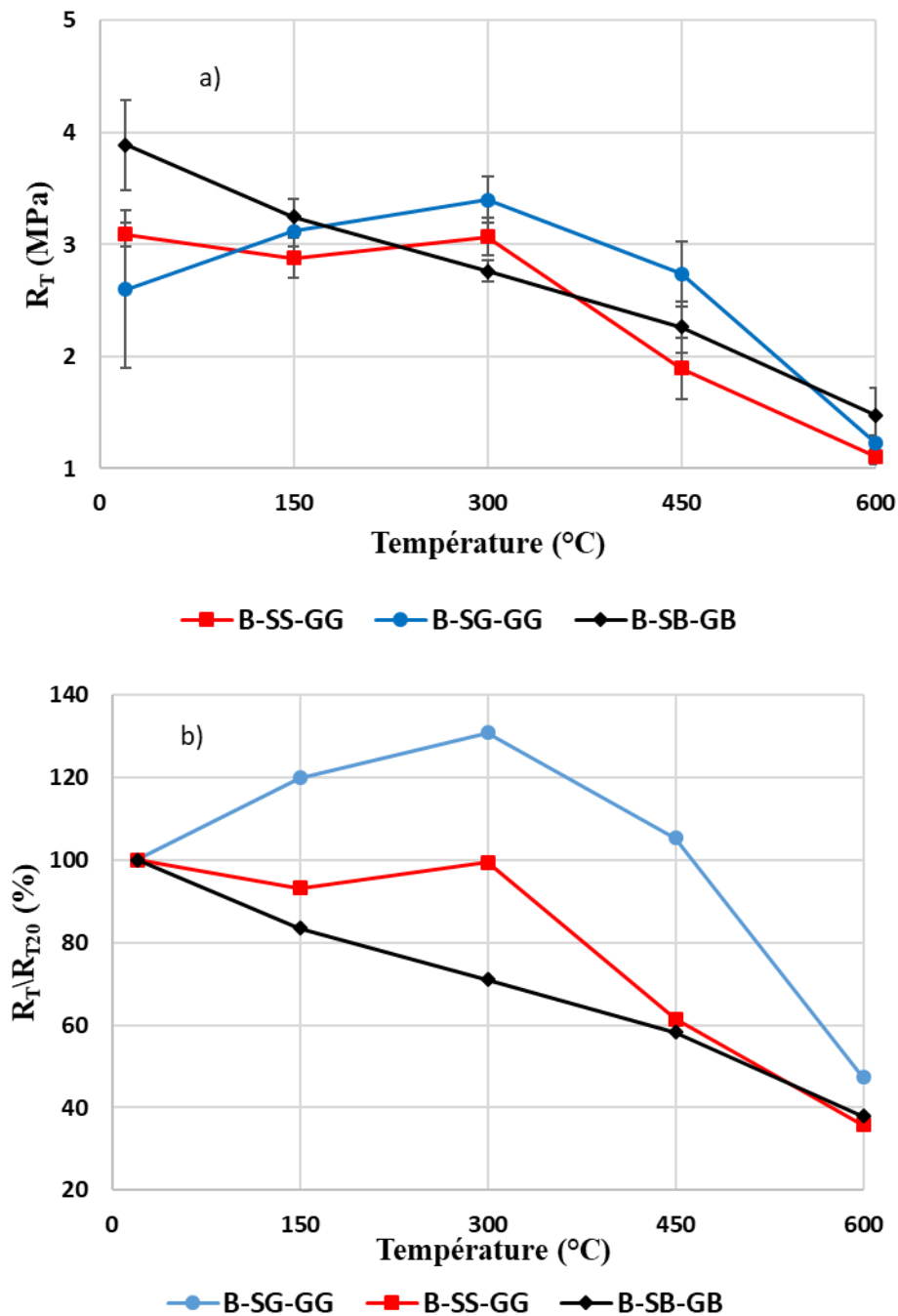

















Figure 3.28: Evolution de la résistance à la traction par fendage résiduelle : a) valeurs absolues et b) valeurs relatives.

La différence de comportement entre les bétons de gneiss et le béton de basalte est encore plus marquée avec l'évolution de la résistance à la traction résiduelle (figure 3.28). On constate que la résistance à la traction du béton de basalte diminue presque linéairement avec la température. A 300°C, la résistance à la traction du béton B-SG-GG augmente de 31%. C'est un phénomène généralement observé sur les roches. Les travaux de Mambou et *al.* (Mambou et *al.*, 2021) témoignent à suffisance ces observations. Dans ce cas d'espèce, cela peut s'expliquer par la liaison pâte-cimentaire-poudre de sable de gneiss et les granulats, plus résistante avec les

granulats de gneiss qu'avec les granulats de basalte. En effet, cette forte résistance avec les granulats de gneiss peut s'expliquer par les liaisons chimiques existantes entre la pâte cimentaire et les granulats et une zone inter-faciale moins poreuse d'une part, et d'autre part cela peut s'expliquer aussi par les différents coefficients de dilatation thermique des minéraux présents dans les granulats. Certains auteurs comme Tchappa et *al.* (**Tchappa et al., 2019**) ont observé dans leurs travaux des gains de résistances respectivement de 14% et 23% pour les bétons de sable alluvionnaire et de sable de gneiss et n'ont pas pu expliquer ce phénomène. On a vérifié l'augmentation de la résistance à la traction par fendage résiduelle du béton B-SG-GG par une formulation du mortier M-SG. Les résultats du tableau 3.16 montrent une augmentation de la résistance par flexion résiduelle sur le mortier M-SG quatre fois supérieure à la valeur obtenue à la température ambiante.

Le tableau 3.17 présente les résultats des faciès de rupture obtenue.

Tableau 3. 17: Faciès de rupture des bétons

Type	B-SG-GG	B-SS-GG	B-SB-GB
20 °C			
150 °C			
300 °C			
450 °C			
600 °C			

On voit sur le tableau 3.17 que pour les températures de 20°C, 150°C et 300°C, tous les bétons présentent des ruptures intra-granulaires. Par contre, au-delà de 300°C jusqu' à 600°C, on observe le déchaussement des granulats.

Les mécanismes de rupture des éprouvettes de mortier pendant l'essai de traction par flexion sont différents à 150°C et 300°C. Durant l'essai de flexion sur le mortier M-SG à 150°C, on observe que le mortier est plus résistant, tandis qu'à 300°C, il a un comportement moins résistant (figure 3.29). En effet, l'ouverture de l'épaisseur de la fissure est plus importante à 300°C qu'à 150°C.

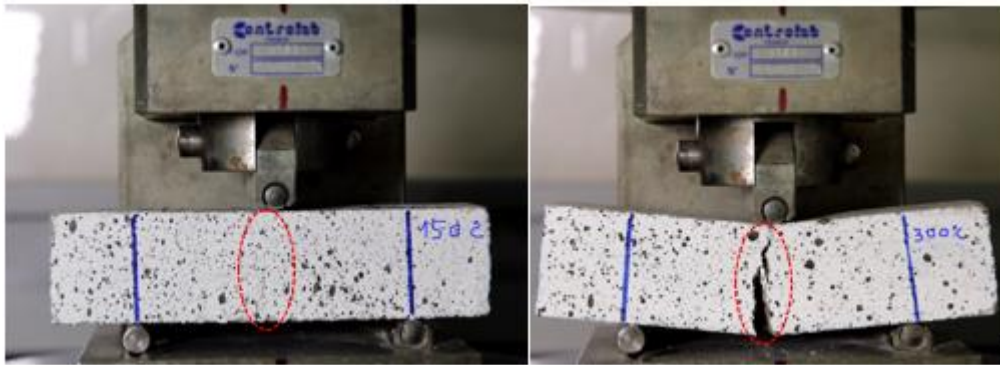


Figure 3.29: Test de traction par flexion des mortiers M-SG après traitement thermique

3.4 Relation entre propriétés mécaniques et propriétés physiques

3.4.1 Relation entre module d'Young statique et le module d'Young dynamique

La figure 3.30 montre l'évolution du module d'Young dynamique en fonction du module d'Young statique.

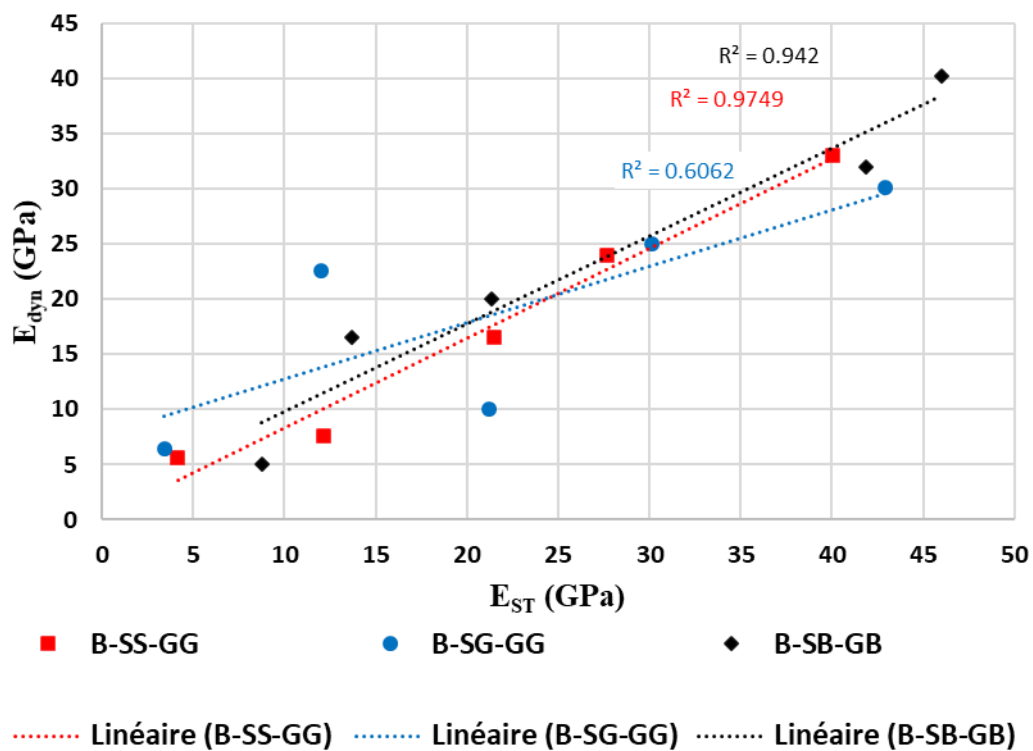


Figure 3.30: Evolution du module d'Young dynamique en fonction du module d'Young statique.

Pour chacune des formulations prises à part, le calcul du coefficient de corrélation est égal à 0,70 ; 0,47 et 0,62 respectivement pour le béton B-SS-GG, B-SG-GG et B-SB-GB. L'analyse montre une bonne corrélation linéaire entre le module dynamique et le module statique pour les

bétons B-SS-GG et B-SB-GB (avec les coefficients de corrélation proche de 1) à l'exception du béton B-SG-GG.

3.4.2 Relation entre la résistance à la compression et la porosité en fonction de la température

La figure 3.31 illustre l'évolution de la résistance à la compression, de la porosité et de la perte de masse en fonction de la température.

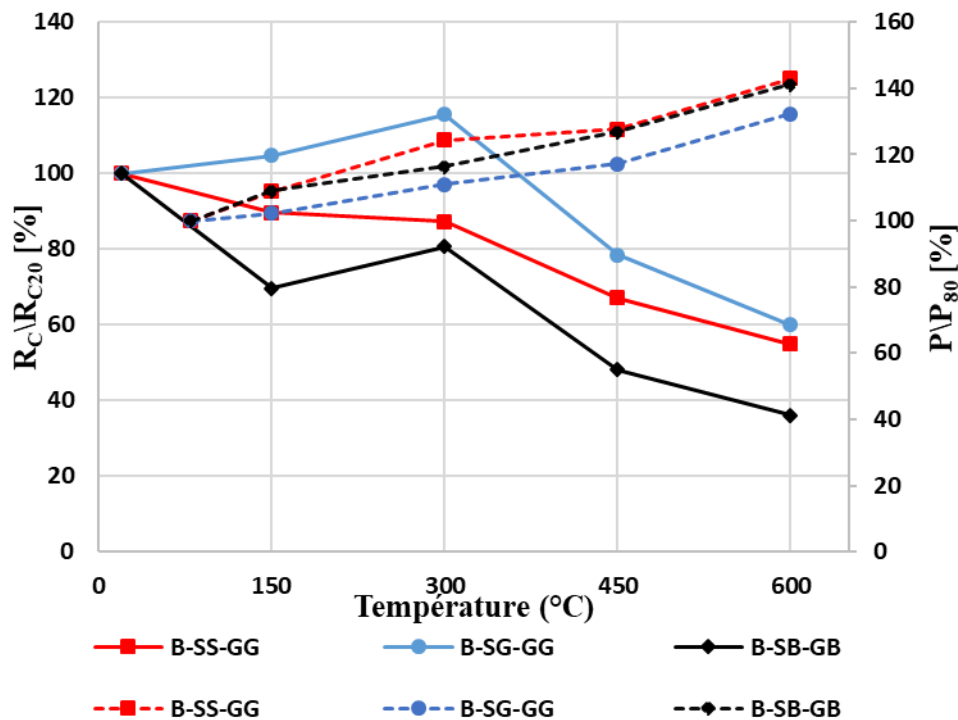


Figure 3. 31: Evolution de la résistance à la compression et de la porosité en fonction de la température

Sur la figure 3.31, on observe que l'augmentation de la porosité en fonction de la température entraîne nécessairement une diminution de la résistance à la compression en fonction de la température (figure 3.30). Cependant, l'évolution de la résistance résiduelle relative à la compression des bétons de granulats naturels jusqu'à 600°C va en faveur du béton B-SG-GG (sable de carrière) qui se dégrade moins rapidement que le béton B-SS-GG (sable de rivière) suivi du béton B-SB-GB (sable de basalte). De plus, ces observations pourraient être dues à la microstructure avec la température des bétons.

3.5 Analyses microscopiques et physico-chimiques

3.5.1 Spectrométrie à transformée de Fourier (IRTF) des granulats, des mortiers et des bétons

La spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) est une technique permettant d'obtenir la composition chimique d'un matériau. On s'est basé sur ces techniques pour faire une analyse qualitative et quantitative de nos résultats obtenus sur les granulats en se limitant à l'élément qui domine dans nos matériaux notamment l'oxygène et la silice. Les résultats de l'infrarouge sur les granulats, les bétons et les mortiers élargissent la gamme spectrale des matériaux vitreux disponibles.

La figure 3.32 présente la transmittance des granulats en fonction du nombre d'onde. Elle présente les résultats de la spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) effectuée pour identifier les phases vitreuses présentes dans les différents granulats.

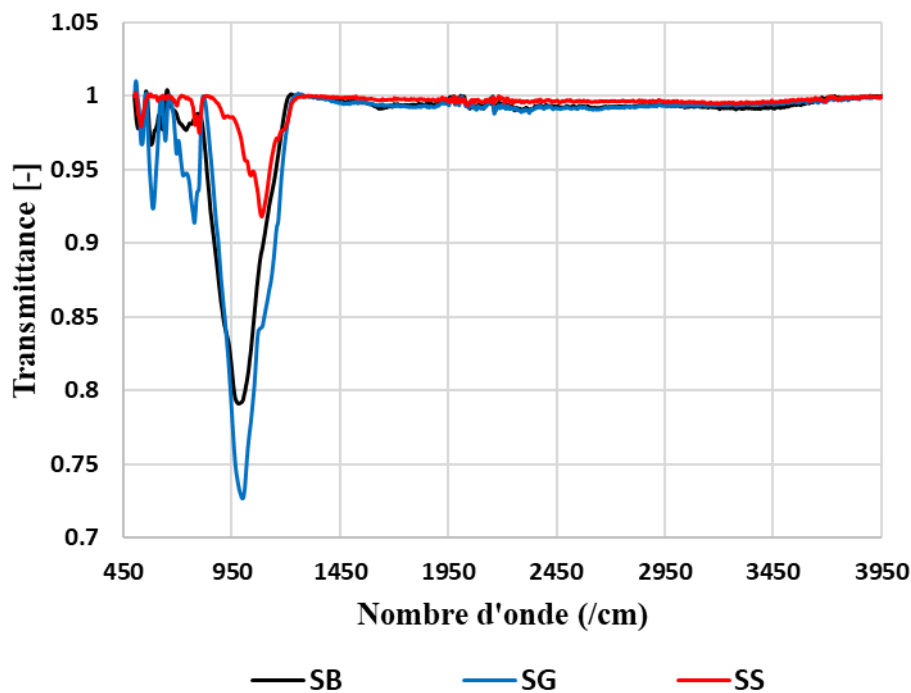


Figure 3.32: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des granulats.

Les observations de cette étude montrent que les granulats produits dans cette expérience présentent des caractéristiques spectrales qui se distinguent clairement. En particulier, les changements chimiques tels que la teneur en SiO_2 partant des granulats de basalte, en passant par celui du gneiss pour terminer par celui de sable rivière forment une famille chimique pour les matériaux à prévoir dans la télédétection planétaire (Morlok et al., 2020).

Dans tous les échantillons, les pics de transmittance autour de 1012 cm^{-1} pour le sable de basalte, 1075 cm^{-1} pour le sable de gneiss et 1200 cm^{-1} pour le sable de rivière sont observées. Les pics à environ 975 cm^{-1} et 1200 cm^{-1} sont attribués à la vibration d'étirement antisymétrique matérialisée par les liaisons doubles Si-O-Si. De plus, l'intensité du pic des sables de gneiss est beaucoup plus élevée que celle du sable de basalte suivi du sable de Sanaga.

Au regard des résultats observés sur la composition chimique des différents granulats, les pics transmis forts s'écartent d'une certaine manière du nombre d'onde des granulats en raison des différentes teneurs en silice.

La figure 3.33 présente la transmittance des bétons en fonction du nombre d'onde.

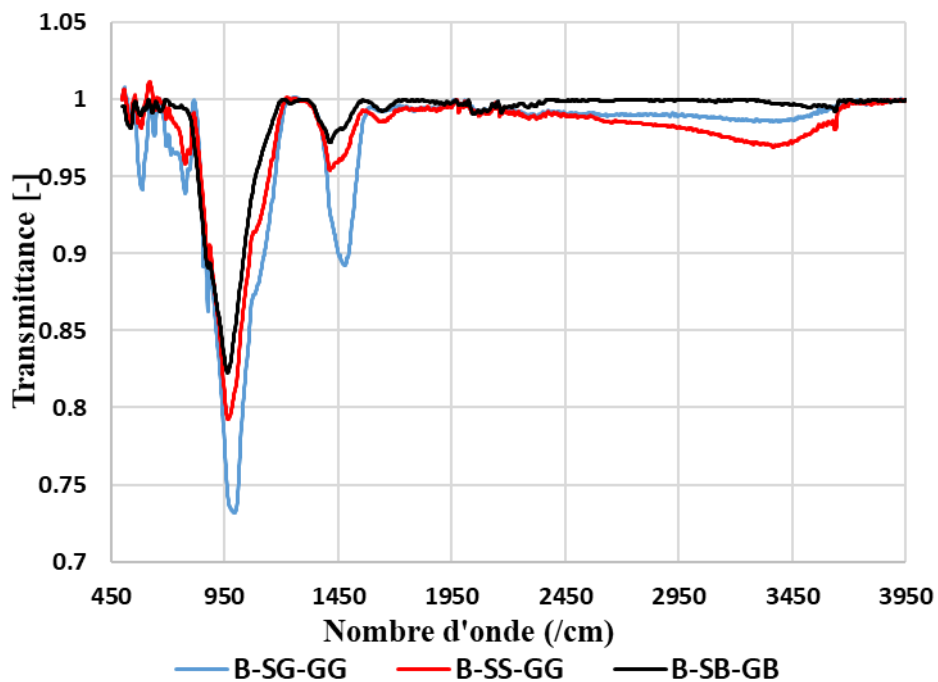


Figure 3.33: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des bétons.

Sur la figure 3.33, les bétons présentent des caractéristiques spectrales qui se distinguent clairement et dépendent de la nature minérale des granulats utilisés. Dans tous les échantillons de béton, les pics de transmittance autour de 575 cm^{-1} , 700 cm^{-1} , 950 cm^{-1} et 1450 cm^{-1} sont observés. Les pics à environ 950 cm^{-1} à 1200 cm^{-1} sont généralement attribués à la vibration d'étirement symétrique et asymétrique matérialisée par les liaisons doubles Si-O. De plus, l'intensité du pic du béton B-SG-GG est beaucoup plus élevée que celle du béton B-SS-GG suivi du béton B-SB-GB lorsqu'on se trouve sur la bande à environ 950 cm^{-1} ou bien sur la bande à environ 1450 cm^{-1} .

Dans la littérature, certains auteurs montrent que ces pics correspondent à des spectres typiques du quartz (Snyder *et al.*, 1983 ; Khan *et al.*, 1983 ; Alstadt *et al.*, 2012 ; Müller *et al.*, 2014). En effet, ce sont les éléments dominants dans les échantillons de bétons observés. De plus, les pics à 575 cm^{-1} et 700 cm^{-1} représentent les vibrations de flexion asymétriques et symétriques du groupe Si-O.

Par ailleurs, la Spectrométrie à transformée de Fourier (IRTF) des mortiers a été obtenue de la même façon. La figure 3.34 présente la transmittance des mortiers en fonction du nombre d'onde.

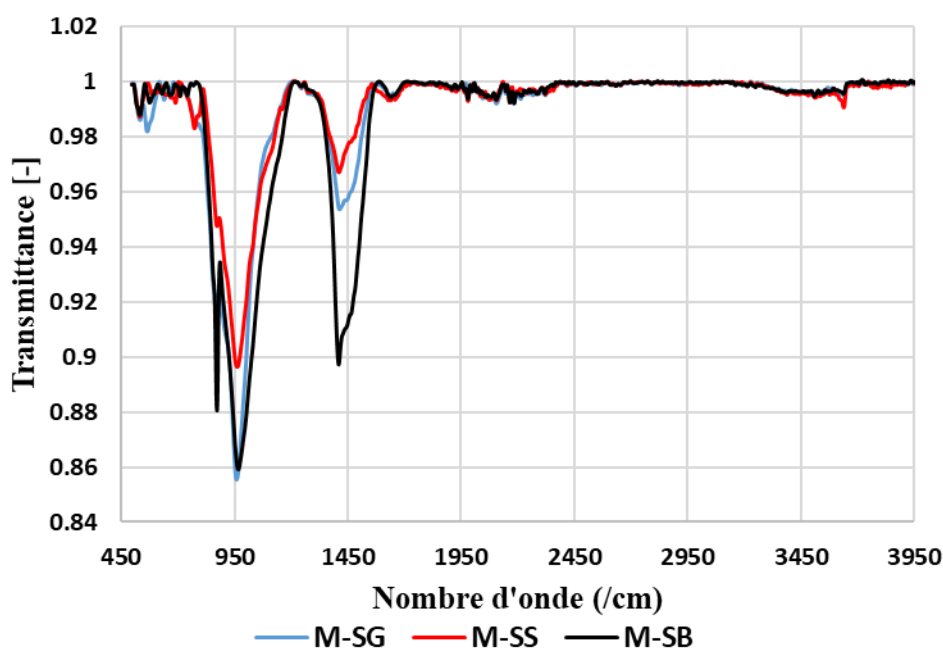


Figure 3.34: Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF) des mortiers

Les observations faites sur la figure 3.34 ont permis d'observer les pics de transmissions présentes dans tous les mortiers. Les pics de transmittance autour de 575 cm^{-1} , 825 cm^{-1} , 1013 cm^{-1} et 1387 cm^{-1} sont observés. Les principales caractéristiques transmises du quartz sur ce spectre sont les pics situés dans la plage de 950 cm^{-1} à 1450 cm^{-1} attribués à la vibration d'étirement asymétrique des groupes Si-O avec un pic maximum à 1013 cm^{-1} et 1387 cm^{-1} . De plus, l'intensité du pic du mortier M-SG est beaucoup plus élevée que celle du mortier M-SB suivi du mortier M-SS lorsqu'on se trouve autour de la bande de 950 cm^{-1} . Par contre, lorsqu'on se trouve aux environs de la bande 1450 cm^{-1} , l'intensité du pic du mortier M-SB est beaucoup plus élevée que celle du mortier M-SG suivi du mortier M-SS.

Globalement, au regard de ces résultats, on constate qu'il n'existe pas de pic autour de 1450 cm^{-1} pour les différents types de granulat. Cependant, concernant les pics d'intensité des bétons

à environ 950 cm^{-1} et 1450 cm^{-1} , on a vu que le béton B-SG-GG possède un pic plus élevé que celle du béton B-SS-GG suivi du béton B-SB-GB. Néanmoins, cela varie avec les mortiers où on a observé que l'intensité du pic du mortier MSGG est beaucoup plus élevée que celle du mortier M-SB suivi du mortier M-SS lorsqu'on se trouve autour de la bande de 950 cm^{-1} . Lorsqu'on se trouve aux environs de la bande 1450 cm^{-1} , l'intensité du pic du mortier M-SB est beaucoup plus élevée que celle du mortier M-SG suivi du mortier M-SS. Cette forte intensité qui varie peut-être due à un taux élevé de silice qui varie dans les granulats, dans les bétons et dans les mortiers.

3.5.2 Microscopie électronique à balayage (MEB), cartographie et Spectre de dispersion d'énergie des granulats de basalte et des bétons

La figure 3.35 présente les images MEB du béton B-SB-GB à température ambiante issu de l'essai de traction mécanique avec un grand zoom sur un granulat de basalte.

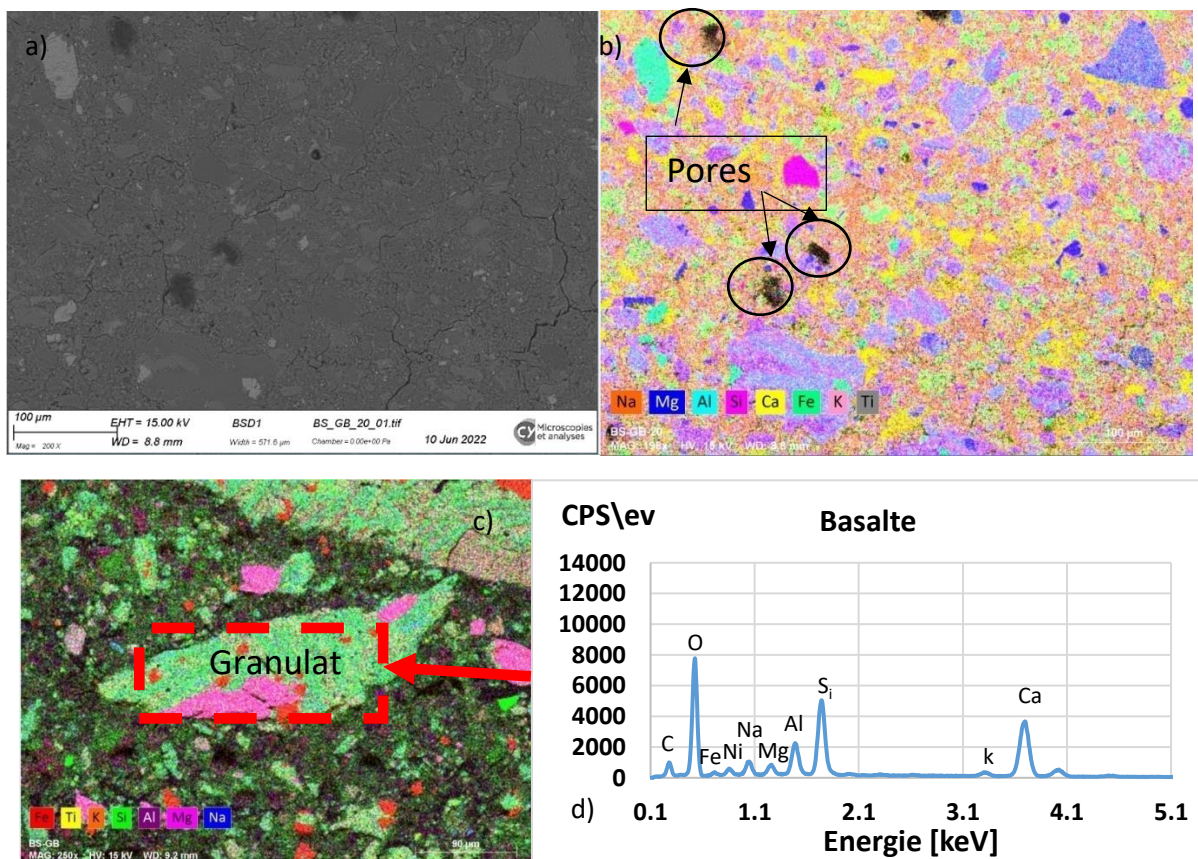


Figure 3.35: Image MEB des bétons issu de l'essai de traction mécanique : a) Image MEB du B-SB-GB, b) Cartographie du B-SB-GB, c) Zoom sur un granulat, d) Spectre de dispersion du granulat.

On note une forte porosité marquée par la présence des pores. En effet, les couleurs observées sur le schéma ne sont pas les couleurs réelles des éléments chimiques, mais juste une illustration. L'analyse au spectroscope à dispersion d'énergie montre la présence du fer et

d'autres éléments chimiques tels que la silice, l'oxygène et le calcium. Ces résultats confirment les essais obtenus par fluorescence x qui ont permis d'avoir 42,86% de SiO_2 élément dominant dans les granulats de basalte. Ceux des granulats et sables de gneiss sont consultables dans les travaux de (Elat *et al.*, 2020). Cependant, on note une distribution uniforme des granulats dans la matrice cimentaire et une bonne adhésion de l'interface pâte et granulat.

Pour le cas des bétons, la figure 3.36 présente les images MEB des bétons issus de l'essai de traction mécanique après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C. (a) le béton B-SG-GG, (b) le béton B-SS-GG, (c) le béton B-SB-GB.

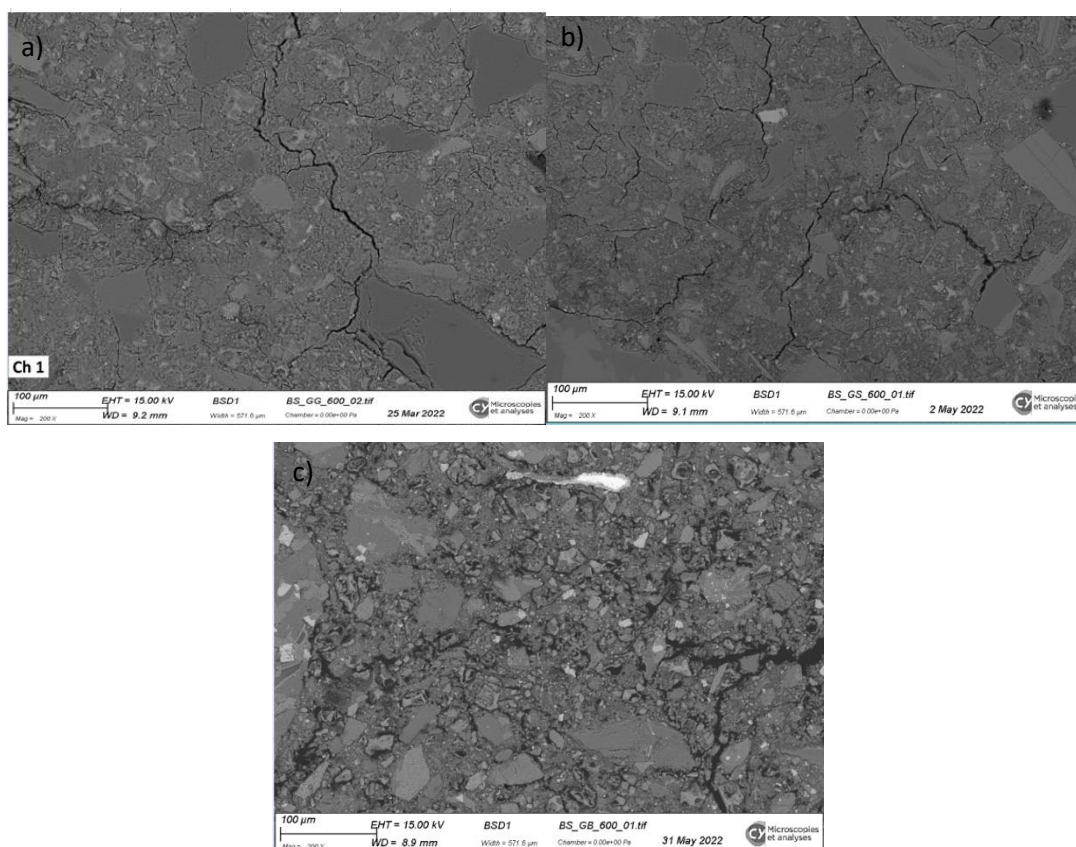


Figure 3.36: Image MEB des bétons issus de l'essai de traction mécanique après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C. (a) le béton B-SG-GG, (b) le béton B-SS-GG, (c) le béton B-SB-GB.

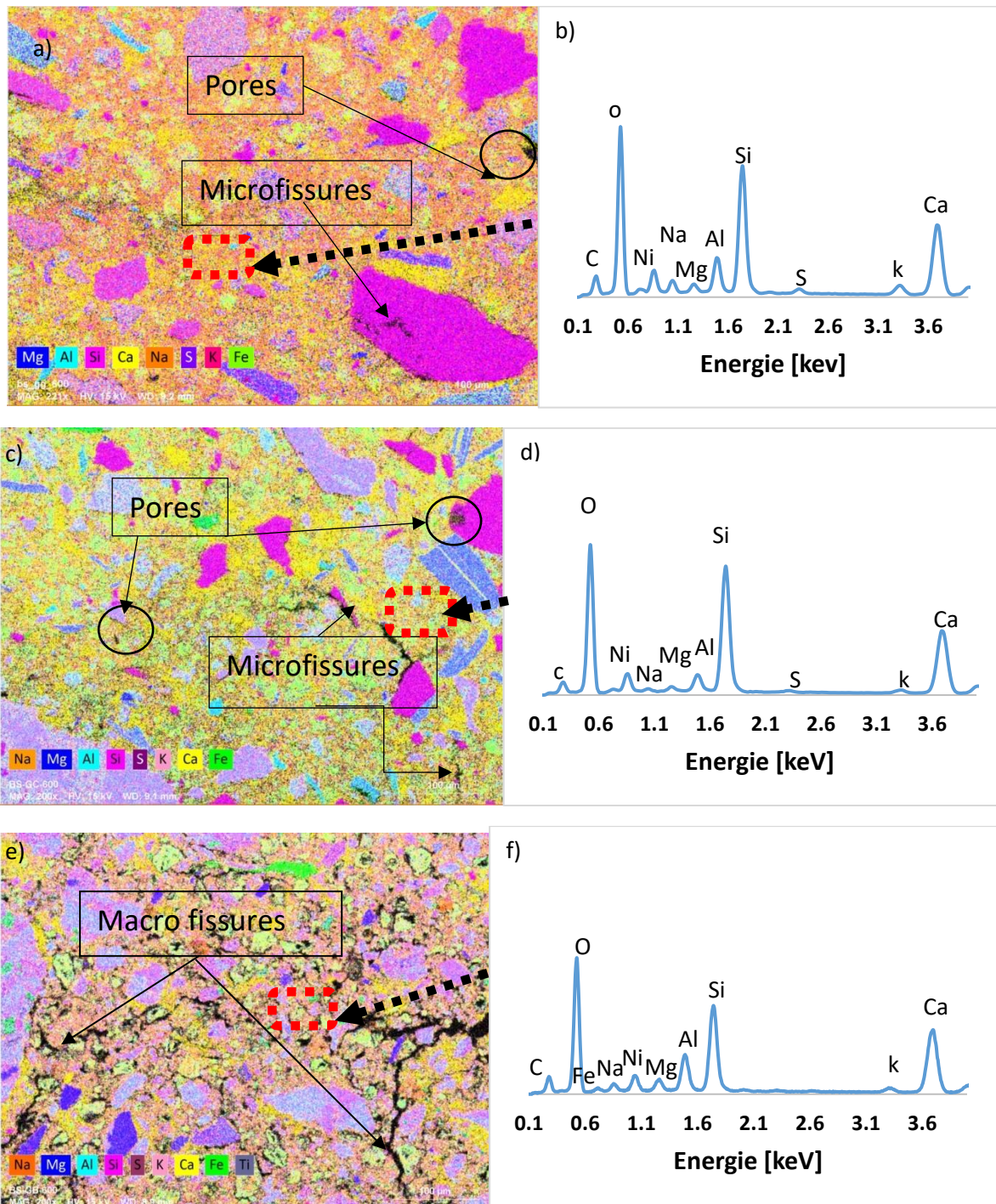


Figure 3.37: Echantillons de béton issu de l'essai de traction mécanique après cycle de chauffage et refroidissement à 600 °C: cartographie des éléments chimiques tels que (Mg, Al, Si, Ca, Na, s, K, Fe) présents dans (a) le béton B-SG-GG, (c) le béton B-SS-GG, (e) le béton B-SB-GB ; Spectre de dispersion d'énergie de la pâte de béton (b) B-SG-GG, (d) B-SS-GG, (f) B-SB-GB

A partir des figures 3.36 et 3.37, l'analyse de la microstructure des bétons révèle la présence de pores, de microfissures et d'éléments chimiques présents dans nos échantillons. Cependant, on constate pendant les analyses que même si les échantillons n'ont pas été soumis aux

températures élevées, la présence des éléments chimiques (Mg, Al, Si, Ca, Na, S, K, Fe) reste inchangée et est dominée en particulier par l'oxygène suivi de la silice (figure 3.36 et figure 3.37). La quantification de ces éléments chimiques avec la température pourrait apporter des informations supplémentaires bien que le MEB soit un essai localisé.

L'analyse des cartes montre que le béton composé uniquement de sable de carrière (B-SG-GG) (Figure 3.36a) est moins poreux que le béton contenant uniquement des granulats de basalte (B-SB-GB) (Figure 3.36e) et le béton contenant uniquement du sable de rivière avec des granulats de gneiss (Figure 3.36c). Cette observation peut être expliquée par le taux élevé de silice (SiO_2) important dans le sable de rivière. La présence de silice a été vérifiée par l'existence de silicium (Si) et d'oxygène (O_2) comme le montre le spectre (figure 3.36). En plus de ces éléments, on note également la présence du fer et de l'oxyde de calcium avec des proportions élevées dans les bétons B-SB-GB comparés aux bétons B-SG-GG et B-SS-GG. La pâte de ciment est riche en calcium. Le sable concassé comprenait également des particules angulaires (conséquence du concassage) ; ce qui a entraîné une différence de hauteur de pic entre les trois bétons, observable sur le spectre EDS de la pâte, comme le montre les figures 3.37b, 3.36d et 3.37e.

3.5.3 Observation des fissures au stéréo microscope et au MEB des bétons et des granulats

Le tableau 3.18 montre l'ouverture de fissures sur des éprouvettes 5×15 cm (épaisseur \times diamètre) et l'observation macroscopique des bétons après cycle de chauffage et refroidissement. L'augmentation du volume apparent du béton s'accroît avec la température. L'ouverture des fissures devient très importante à partir du chauffage à 450°C .

Tableau 3.18: Observation des fissures au stério microscope des différents bétons après cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 1 °C/min à 300 °C, 450 °C et 600 °C ; a) B-SG-GG, b) B-SS-GG, c) B-SB-GB.

Résultat	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG			
B-SG-GG			
B-SB-GB			

















Globalement, l'apparition des fissures est observée à partir de 300°C (largeur de la fissure égale à 40µm). Le développement des fissures devient plus accentué avec le béton B-SB-GB notamment à 450°C. Ainsi, à 600°C, le béton B-SB-GB est beaucoup plus fissuré (dont la largeur de la fissure est de 154 µm et donc plus sensible) que les bétons B-SG-GG et B-SS-GG et corroborent les observations effectuées sur les propriétés physiques et mécaniques résiduelles. Les analyses d'images permettent de conclure que les fissures inter-granulaires dominaient sur les fissures trans-granulaires.

3.5.4 Observation de la dégradation des granulats et des bétons

La description de la dégradation, de l'éclatement et de la microfissuration des granulats de gneiss et de basalte est réalisée sur des échantillons. Les granulats sont lavés à l'eau claire

sans saturation et pré-séchés à l'étuve à $80 \pm 5^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante (plus de 4 jours) ; puis observé après cycle de chauffage et refroidissement jusqu'à 600°C à la vitesse de $1^\circ\text{C}/\text{min}$. Le tableau 3.19 présente l'endommagement macroscopique observé.

Tableau 3.19: Aspect des granulats avant et après Cycle de chauffage et refroidissement

T (°C)	Gneiss		Basalte	
	Avant chauffage	Après chauffage	Avant chauffage	Après chauffage
150 °C				
300 °C				
450 °C				
600 °C				

Sur le tableau 3.19, les granulats de gneiss ne présentent aucune dégradation macroscopique jusqu'à 600°C . Par contre, à partir de 450°C , l'altération des granulats de basalte est observée visuellement et est accompagnée d'un changement de couleur. En outre, sur un échantillon, on observe des écaillages sur des minéraux en surface (granulats de basalte). Cela pourrait être dû d'une part au départ total de l'eau liée dans les granulats généralement observé à 300°C . En effet, l'exposition à haute température peut parfois aussi entraîner un changement de couleur des granulats dû au fait que certains minéraux présents dans les granulats peuvent subir un

changement de couleur associé à une transformation minéralogique. De plus, après la sortie du four, la couleur rougeâtre observée est composée de chaux qui va se réhydrater avec l'humidité de l'air ambiant pour former de la portlandite qui s'effrite facilement au toucher (on l'a observé avec les granulats de gneiss lors du toucher où une couche de poudre restait sur notre main). Enfin, le changement de couleur pourrait aussi être dû à une réaction éventuelle entre la surface du granulat et les minéraux de fer présent dans les granulats de basalte après le cycle de chauffage-refroidissement. **Razafinjito (Razafinjito, 2012)** a observé ce changement et le phénomène d'effritement sur des granulats calcaires noirs où leurs granulats sont soumis à différentes conditions hydriques (lavés à l'eau claire, sans saturation, avec saturation et ont été pré-séchés à 65°C pendant 72 heures).

Image macroscopique d'un échantillon de roche obtenue par la Microscopie

On a réalisé à l'aide de la Microscopie électronique à balayage une image d'un échantillon de roche issu du cycle de chauffage-refroidissement à 4°C/min jusqu'à 1050°C sur des échantillons cylindriques de 1 × 5 cm. Les observations effectuées sur cet échantillon de roche de basalte sont présentées à la figure 3.38.

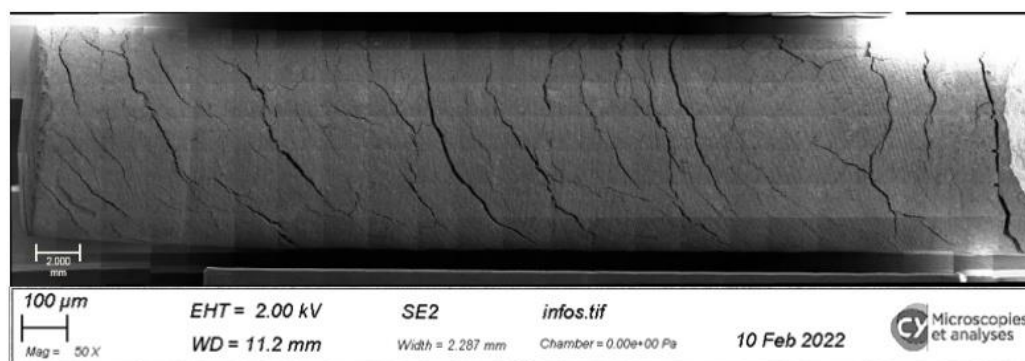


Figure 3.38: Observation MEB de la roche de Basalte après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C sur des échantillons cylindriques.

Les observations effectuées sur la figure 3.38 révèlent une ouverture de macro microfissures (forte densité de fissures) sur l'échantillon et confirme les interprétations effectuées sur les déformations thermiques et coefficients de dilatations obtenus. La propagation des fissures ou microfissures peut être influencée par plusieurs facteurs : par la texture des granulats (Cette influence de la texture a été décrite au chapitre 2), par la teneur hydrique des granulats (conditionnement des granulats) et par l'instabilité thermique qui modifie le réseau cristallin et donc la teneur en quartz. On peut citer entre autres les travaux de **(Xing, 2011, Razafinjito, 2012)** effectués sur des granulats calcaires, siliceux et silex.

Image macroscopique des échantillons de bétons obtenus par la Microscopie

Les figures 3.39, 3.40 et 3.41 présentent les images MEB des échantillons cylindriques de bétons obtenus après un cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 4°C/min jusqu'à 1050 °C.

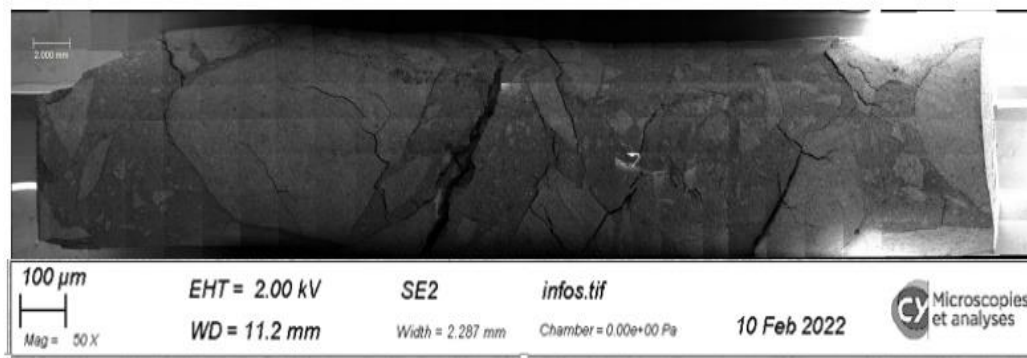


Figure 3.39: Observation MEB du B-SB-GB après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C.

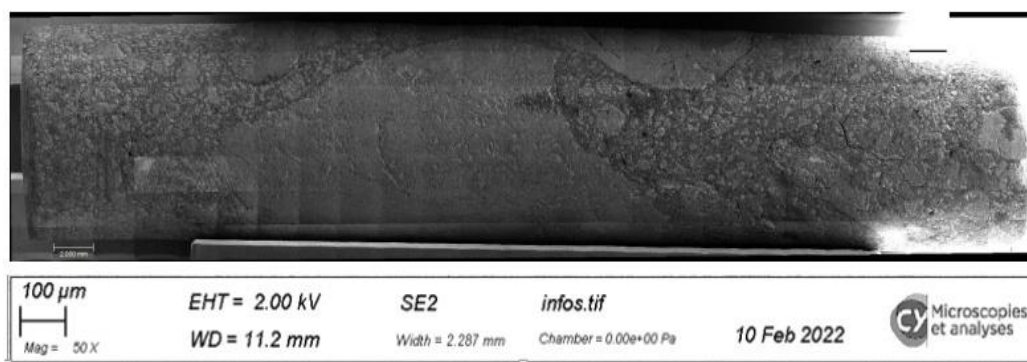


Figure 3.40: Observation MEB du B-SS-GG après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C.

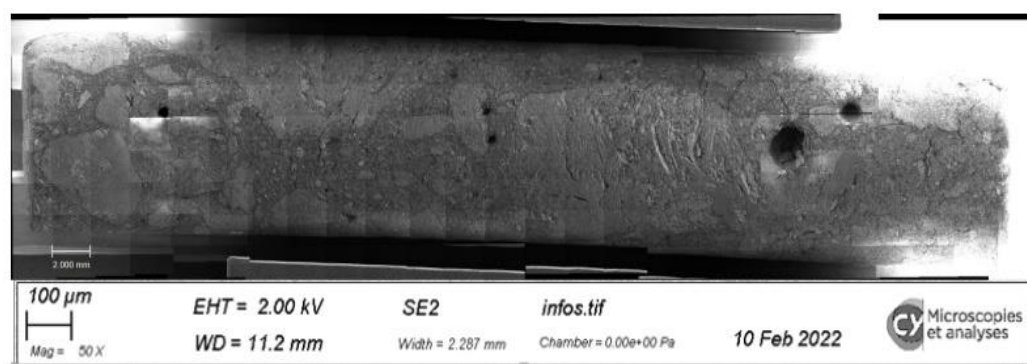











Figure 3.41: Observation MEB des fissures et pores après cycle de chauffage-refroidissement à 4 °C/min jusqu'à 1050 °C sur des échantillons cylindriques du B-SG-GG de 1 × 5 cm.

Les figures 3.39, 3.40 et 3.41 montrent que le béton B-SB-GB présente de grosses fissurations (intergranulaire et trans-granulaire) comparé aux bétons B-SG-GG et B-SG-GG.

Les tableaux 3.20 et 3.21 montrent l'ouverture de fissures sur des éprouvettes 5 × 15 cm (épaisseur × diamètre) et l'observation macroscopique des bétons après le cycle de chauffage et refroidissement.

Tableau 3.20: Observation macroscopique des surfaces des différents bétons après le cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 1 °C/min à 300 °C, 450 °C et 600 °C ; a) B-SG-GG, b) B-SS-GG, c) B-SB-GB.

Résultats		B-SS-GG	B-SG-GG	B-SB-GB
300 °C	Avant chauffage			
	Après chauffage			
450 °C	Avant chauffage			

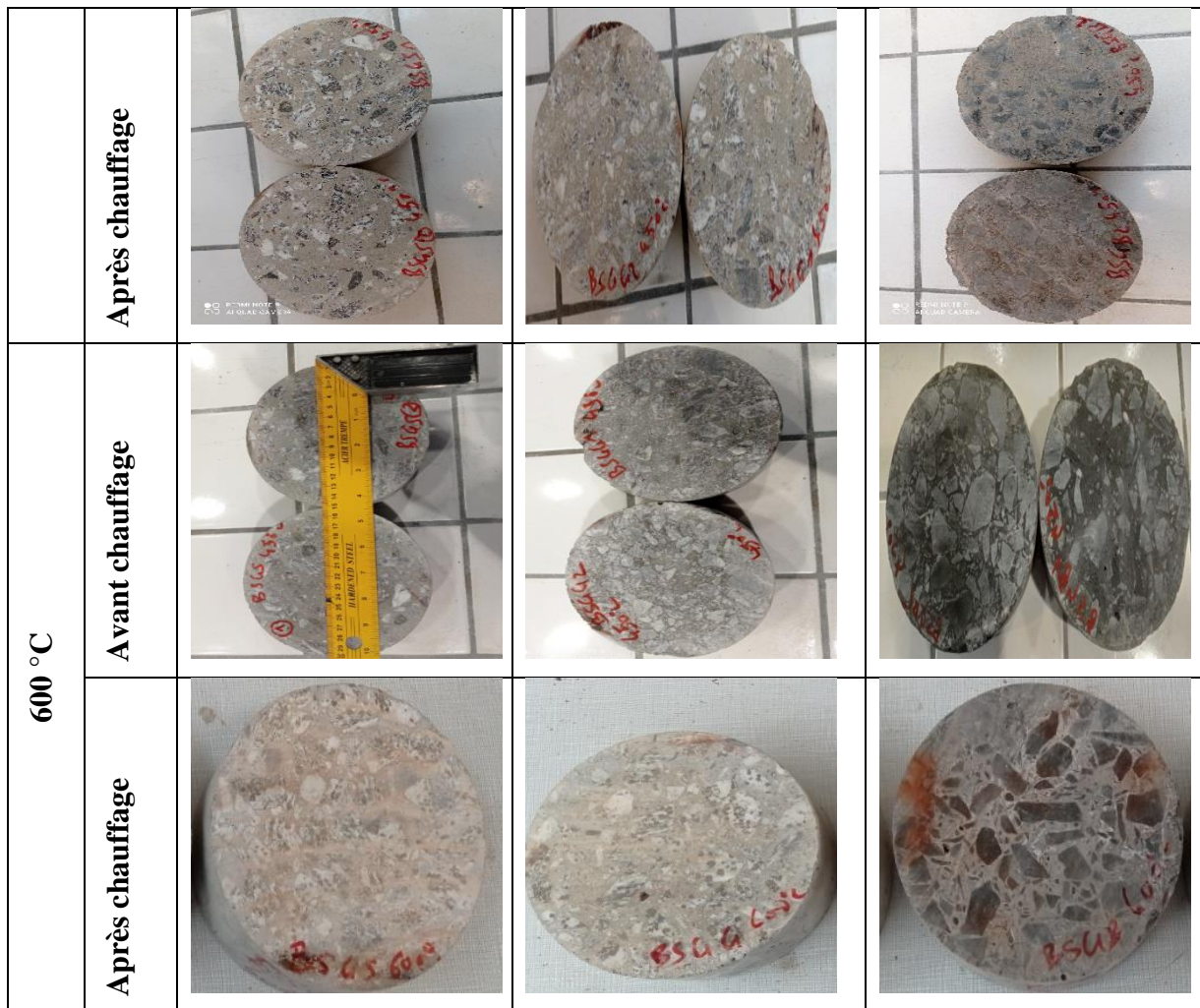


Tableau 3.21: Observations macroscopiques des différents bétons après le cycle de chauffage-refroidissement à la vitesse de 1 °C/min ; a) B-SG-GG, b) B-SS-GG et c) B-SB-GB.

Bétons	150 °C	300 °C	450 °C	600 °C
B-SS-GG				
B-SG-GG				
B-SB-GB				

Les éprouvettes 5 × 15 cm ont été préalablement pré-séchées à 80 ±5°C pendant au moins 03 semaines jusqu'à masse constante. Cela a pour conséquence le départ quasi-total de l'eau libre des bétons. La perte de masse supplémentaire aux températures supérieures (150°C, 300°C, 450°C et 600°C) est causée par la perte de l'eau chimiquement liée et est donc en rapport avec le phénomène de déshydratation des C-S-H dans les bétons. En outre, avec les éprouvettes 11 × 22 cm, on a noté de faibles fissures et un changement de couleur. Ce changement de couleur pourrait être dû à une réaction entre le granulats et les minéraux de fer présents dans les granulats de basalte après le cycle de chauffage-refroidissement.

3.6 Conclusion et discussion

Dans ce chapitre, les propriétés physico-chimiques et mécaniques des trois bétons contenant des granulats de gneiss, de basalte et d'un sable de rivière ont été déterminées à la suite des différents cycles de chauffage-refroidissement. Les résultats obtenus se synthétisent comme suit :

- ❖ Les essais de réponse thermique réalisés à la vitesse de chauffage de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ ont montré des éclatements d'éprouvettes des bétons B-SG-GG et B-SS-GG. Les valeurs de différence de température entre le cœur et la surface des éprouvettes observées ainsi que le degré de saturation des éprouvettes éclatées restent inférieures à celles du béton B-SB-SB n'ayant pas éclaté. La détermination du coefficient d'expansion thermique montre que le béton de gneiss présente une valeur de $9,5 \cdot 10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ largement supérieure au béton de basalte qui a un coefficient de $0,14 \cdot 10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. De plus, le béton de basalte a une perméabilité plus importante que les autres bétons ce qui pourrait y faciliter les phénomènes de transfert. Pour le chauffage réalisé à la vitesse de $1^{\circ}\text{C}/\text{minute}$, aucune éprouvette n'a éclaté.
- ❖ A la température ambiante, les mesures de la résistance à la compression montrent que la nature minéralogique des granulats n'a pas une influence significative sur cette propriété. Tous les bétons présentent une même porosité mais il est constaté une légère différence de module d'élasticité statique. La perméabilité du béton de basalte est quasiment sept fois plus élevée que celles des autres bétons. Les granulats de basalte étudiés dans le cadre de ce travail semblent présenter des propriétés de transfert différentes des autres granulats.
- ❖ A la suite des différents cycles de chauffage-refroidissement, il a été observé une baisse des performances mécaniques de tous les bétons. On note un gain de résistance à la compression résiduelle à la température de 300°C (+16%) pour le béton contenant uniquement les granulats de gneiss. A la température de 600°C , la résistance relative à la compression résiduelle est respectivement de 55%, 60% et 36% pour les bétons B-SS-GG, B-SG-GG, et B-SB-GB. Les modules relatifs résiduels à cette température sont respectivement de 17%, 21% et 12% des valeurs à la température ambiante. On note un endommagement plus prononcé du béton de granulat de basalte. Cela est corroboré par les résultats de forte augmentation de la perméabilité et de la porosité résiduelles et de densité de fissurations importantes.
- ❖ Les résultats de perte de masse résiduelle obtenue par pesée sur des éprouvettes cylindriques $11 \times 22 \text{ cm}$ montrent une perte de masse légèrement plus élevée pour le

béton de granulats de basalte par rapport aux autres bétons à la température de 600°C. Cette différence est également observée sur les analyses thermogravimétriques (TG) réalisés sur les bétons et les granulats.

Enfin, ce chapitre a fourni les paramètres d'entrée nécessaires pour la modélisation numérique tels que ceux relatifs aux propriétés thermiques et mécaniques. Le prochain chapitre est consacré à la modélisation d'une éprouvette cylindrique de béton de basalte soumis à un chargement thermique et mécanique.

CHAPITRE 4 : MODELISATION DU COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE DU BETON

4.1 Introduction

Comme mentionné au chapitre 1, l'étude du comportement des bétons à haute température a fait l'objet de nombreuses investigations tant théoriques qu'expérimentales. Cependant, peu d'études abordent l'approche modélisation du comportement mécanique résiduel des bétons soumis à une température élevée. Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la modélisation d'une éprouvette cylindrique de béton soumise à l'action successive du traitement thermique et d'un chargement mécanique. Le modèle de feu ISO utilisé, les méthodes analytiques et numériques utilisées pour la résolution des équations sur lesquelles repose le modèle seront ensuite présentées.

4.2 Modélisation d'un bloc de béton de basalte soumis à un chargement mécanique

4.2.1 Présentation du modèle

On considère, comme dans le protocole expérimental de détermination de la résistance résiduelle en compression des bétons, une éprouvette cylindrique de béton (B-SB-GB) soumise successivement au chauffage, refroidissement et chargement mécanique uni-axial (voir figure 4.1). On suppose que le matériau est élastique non linéaire, isotrope et homogène.

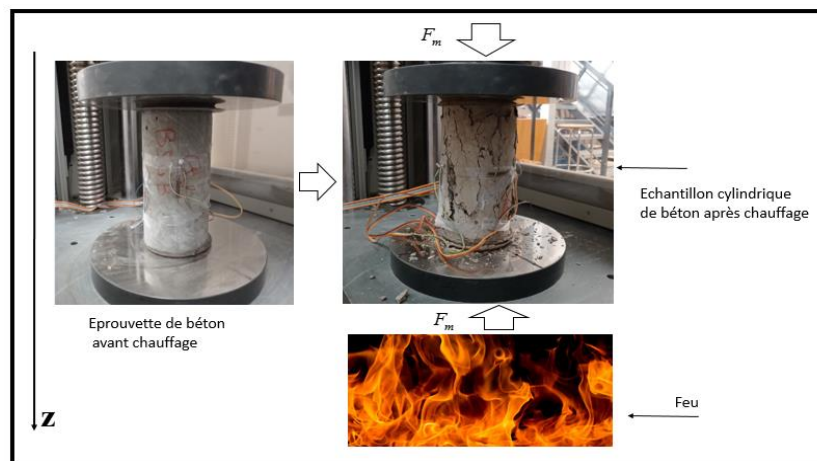


Figure 4.1: Bloc cylindrique d'un béton durci exposé au feu, refroidit et soumis à chargement mécanique.

La deuxième loi de Newton appliquée à l'éprouvette de béton en l'absence de toutes excitations extérieures, à la température ambiante est donnée par :

$$\iiint_V \vec{f} dV + \iint_S \vec{\sigma} dS = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 \vec{U}}{\partial t^2} dV \quad (1)$$

Avec $\vec{f} = \rho \vec{g}$ la force due à la gravité ou force de volume

où $\vec{U} \equiv \vec{U}(u, v, w)$ est le vecteur déplacement,

$[\vec{\sigma}] = [\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z]$ est la contrainte interne s'exerçant sur l'élément de surface dS et de normale \vec{n} du matériau, avec $\sigma_X = [\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}]$, $\sigma_Y = [\sigma_{yx}, \sigma_{yy}, \sigma_{yz}]$, $\sigma_Z = [\sigma_{zx}, \sigma_{zy}, \sigma_{zz}]$.

\vec{g} le champ de gravité,

ρ la densité volumique du bloc béton,

dV un élément de volume du bloc béton,

dS un élément de surface du bloc béton.

$\iint_S \vec{\sigma} dS$ est la somme des forces internes dues aux contraintes internes (ou force de rappel).

Par ailleurs, en appliquant le théorème de la divergence, on a :

$$\iint_S \vec{\sigma} \vec{n} dS = \iiint_V \text{div} \vec{\sigma} dV. \quad (2)$$

En combinant les relations (1) et (2), il vient :

dans la direction X

$$\iiint_V \left(\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dV, \quad (3)$$

dans la direction Y

$$\iiint_V \left(\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} dV, \quad (4)$$

et dans la direction Z

$$\iiint_V \rho g dV + \iiint_V \left(\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \right) dV = \iiint_V \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} dV. \quad (5)$$

Quel que soit l'élément de volume dV du bloc de béton considéré de manière arbitraire, les relations (3), (4) et (5) doivent rester toujours vraies.

Les équations (3), (4) et (5) peuvent encore s'écrire de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \end{array} \right. \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \end{array} \right. \quad (7)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho g + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = 0. \end{array} \right. \quad (8)$$

Dans ce travail, conformément au principe de l'essai de compression uni-axiale, seules les contraintes principales sont prises en compte. Autrement dit,

$$\sigma_{xy} = 0, \sigma_{yx} = 0, \sigma_{xz} = 0, \sigma_{zx} = 0, \sigma_{yz} = 0, \sigma_{zy} = 0.$$

Les équations (6), (7) et (8) deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad (9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} = 0 \end{array} \right. \quad (10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - \rho g = 0. \end{array} \right. \quad (11)$$

4.2.2 Application de la théorie de l'élasticité des bétons

Dans le cadre de ce travail, le comportement élastique a été considéré pour modéliser le comportement mécanique des bétons. La loi de comportement mécanique (loi de Hooke) qui donne la relation entre la contrainte appliquée et la déformation résultante s'écrit sous la forme :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (12)$$

avec $i, j, k, l \equiv x, y, z$ (les 03 directions de l'espace)

σ_{ij} et ε_{kl} respectivement des tenseurs des contraintes et déformations ayant six composantes. En assimilant le spécimen de béton à un matériau isotrope, cette équation tensorielle peut encore s'écrire sous la forme :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{bmatrix} \quad (13)$$

avec $C_{11} = C_{22} = C_{33} = E$, $C_{12} = C_{21} = C_{13} = C_{31} = C_{23} = C_{32} = -\frac{E}{\nu}$ où E est le ME et ν le coefficient de Poisson.

$$C_{44} = C_{55} = C_{66} = 2(C_{11} - C_{12}) = \frac{E}{2(1+\nu)} = G$$

avec G le module de cisaillement. L'expression (13) s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E & -\frac{E}{\nu} & -\frac{E}{\nu} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{E}{\nu} & E & -\frac{E}{\nu} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{E}{\nu} & -\frac{E}{\nu} & E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{bmatrix} \quad (14)$$

En développant l'expression (14) on obtient :

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{xx} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \right] \\ \sigma_{yy} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{yy} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \right] \\ \sigma_{zz} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{zz} + \frac{\nu}{1-2\nu} (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}) \right] \end{cases} \quad (15)$$

avec $\sigma_{xy} = 0$, $\sigma_{xz} = 0$, $\sigma_{yz} = 0$. (16)

Pour le béton (B-SB-GB), la figure 4.2 présente la contrainte axiale σ_{zz} en fonction de la déformation axiale ε_{zz} (cf chapitre 3).

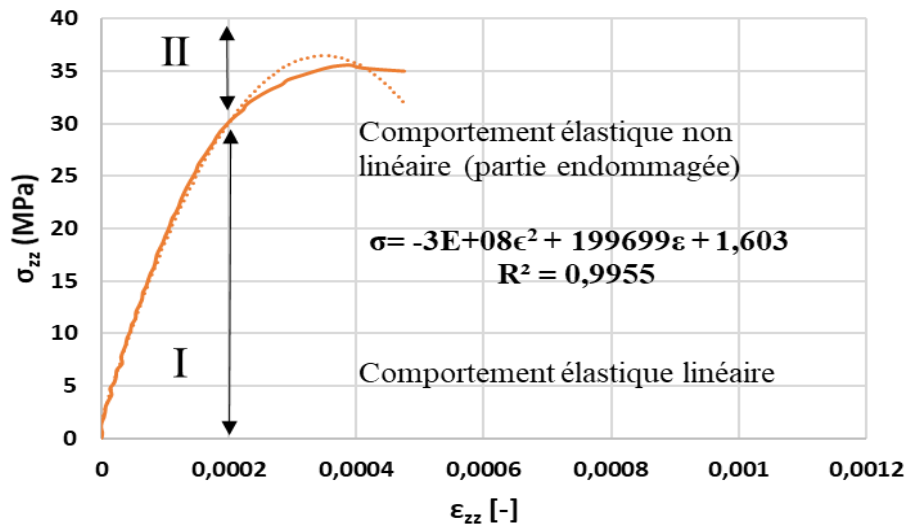


Figure 4.2: Evolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour le béton B-SB-GB à la température ambiante

Nous divisons la courbe en deux parties. La première partie de la courbe montre la tendance linéaire qui révèle le comportement élastique linéaire du béton. Dans cette partie, le

module de Young est constant. La deuxième partie de la courbe avec une tendance polynomiale confère au béton un comportement élastique non linéaire avec l'endommagement. Cette deuxième partie est caractérisée par la variation des propriétés mécaniques du béton en fonction des contraintes appliquées.

La théorie non linéaire classique de Landau combinée à la loi de Hooke permet de prendre en compte la non linéarité du comportement de matériau en exprimant les contraintes en fonction des déformations sous la forme polynomiale suivante (**Inserra et al., 2009**) :

$$\sigma = \varepsilon E (1 - \beta \varepsilon - \delta \varepsilon^2 + \dots) \quad (17)$$

où E est le Module d'élasticité du matériau, β et δ les paramètres non linéaires classiques du second et troisième ordres.

Dans ce travail, on considère une approximation au second ordre de l'équation (17) sous la forme (**Inserra et al., 2009**) :

$$\sigma = (\varepsilon - \beta \varepsilon^2) E \quad (18)$$

avec β représentant le paramètre de non linéarité matérielle.

Dans le contexte d'une compression uni-axiale selon l'axe des Z, l'équation (18) devient :

$$\sigma_{zz} = E_z (\varepsilon_{zz} - \beta \varepsilon_{zz}^2) = (1 - \beta \varepsilon_{zz}) E_0 \varepsilon_{zz} = \underbrace{E_0 \varepsilon_{zz}}_{\text{partie I}} - \underbrace{\beta E_0 \varepsilon_{zz}^2}_{\text{partie II}} \quad (19)$$

❖ Equation déformations – déplacements

Sous l'action d'un chargement mécanique, tous les corps subissent un changement de forme, de position, de volume, et d'orientation entre un état initial (avant l'application de la charge) et un état final. Les déformations caractérisent le changement de forme local en tout point du matériau, indépendamment de sa nature et de ses caractéristiques de résistance. L'équation donnant la relation déformation-déplacement est la suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial U_k}{\partial x_j} \frac{\partial U_k}{\partial x_i} \right) \quad (20)$$

avec $i, j, k \equiv 1, 2, 3$.

La non linéarité géométrique est caractérisée par le terme $\frac{\partial U_k}{\partial x_j} \frac{\partial U_k}{\partial x_i}$. Cette non linéarité

à des états de contraintes élevées est caractérisée par la propagation des microfissures et les changements de la géométrie du béton lorsque celui-ci est soumis à des excitations extérieures.

L'équation (20) peut encore s'écrire en utilisant la convention de sommation d'Einstein :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u \partial u}{\partial x_j \partial x_j} + \frac{\partial v \partial v}{\partial x_j \partial x_j} + \frac{\partial w \partial w}{\partial x_j \partial x_j} \right) \quad (21)$$

avec $i, j = x, y, z$.

Les déformations principales s'écrivent :

$$\begin{cases} \varepsilon_{xx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right) = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_{yy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial y} + \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right) = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_{zz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial z} + \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right) = \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right]. \end{cases} \quad (22)$$

La combinaison des relations (22) et (15) permet d'obtenir les contraintes en fonction des déplacements suivant les équations (23).

$$\left\{ \sigma_{xx} = E_x \left\{ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right] - \beta \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right] \right]^2 \right\} \right. \quad (23a)$$

$$\left\{ \sigma_{yy} = E_y \left\{ \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] - \beta \left[\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] \right]^2 \right\} \right. \quad (23b)$$

$$\left\{ \sigma_{zz} = E_z \left\{ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] - \beta \left[\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] \right]^2 \right\} \right. \quad (23c)$$

Dans le contexte d'un chargement mécanique uni-axial dans la direction Z, la relation (23c) devient :

$$\sigma_{zz} = E_z \left\{ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] - \beta \left[\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)^2 \right] \right]^2 \right\} \quad (24)$$

En combinant les équations (24) et (11), on obtient :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} - E \left\{ 1 + (1-2\beta) \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right) - 3\beta \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^2 - \beta \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^3 \right\} \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} - \rho g = 0 \quad (25)$$

En tenant compte de l'action d'une force extérieure (chargement mécanique), on a :

$$\rho \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} - E \left\{ 1 + (1-2\beta) \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right) - 3\beta \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^2 - \beta \left(\frac{\partial w(z,t)}{\partial z} \right)^3 \right\} \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} - \rho g = F_m(z,t) \quad (26)$$

où $F_m(z, t)$ est la force de compression externe qui peut avoir différentes formes telles qu'une charge constante ou sinusoïdale. On a choisi un chargement mécanique inférieur au chargement ultime à 600 °C.

Comme observé au chapitre 3, les propriétés physiques du béton B-SB-GB telles que le module de Young, la densité, etc. changent considérablement avec l'augmentation de la température.

Par conséquent l'équation (26) peut s'écrire :

$$\rho(T) \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial t^2} - E(T) \left\{ 1 + (1 - 2\beta(T)) \left(\frac{\partial w(z, t, T)}{\partial z} \right) - 3\beta(T) \left(\frac{\partial w(z, t, T)}{\partial z} \right)^2 - \beta(T) \left(\frac{\partial w(z, t, T)}{\partial z} \right)^3 \right\} \frac{\partial^2 w(z, t, T)}{\partial z^2} - \rho(T)g \quad (27)$$

$$= F_m(z, t)$$

Dans la section suivante, nous allons utiliser l'expression du feu ISO 834 pour exprimer la variation de la température en fonction du temps.

4.2.3 Equation du feu

Il existe dans la littérature plusieurs modèles de courbe température-temps utilisés pour la simulation des structures soumises au feu et des tests de résistance au feu. La modélisation d'un feu a été spécifiée par l'Eurocode, à savoir un feu ISO 834 (**Eurocode 2, 1992 ; ISO 834, 2015**). Ainsi on met la différence entre un feu paramétré et un feu naturel ou réel. Historiquement, les courbes nominales ont été développées pour tester expérimentalement des éléments de construction, en vue d'en établir un classement relatif, tant pour leur résistance que pour leur réaction au feu. Ce feu est défini par l'équation (28) suivante :

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (28)$$

Avec $T_0 = 20^\circ\text{C}$ la température ambiante (**Rao et al., 2007 ; Zhang et al., 2009**) et t le temps en minutes.

4.2.4 Détermination des paramètres $E(T)$, $\rho(T)$ et $\beta(T)$

Plusieurs travaux expérimentaux ont rapporté que le feu ou la haute température peut modifier les propriétés mécaniques et physiques du béton (**Noumowe, 2003 ; Ke et al., 2006 ; Voldoire et al., 2008 ; Sassine et al., 2013 ; Malachanne et al., 2014 ; Yermak et al., 2015 ; Roufael et al., 2018**).

❖ Module de Young résiduel $E(T)$

Les valeurs expérimentales du module de Young du béton B-SB-GB en fonction de la température sont représentées sur la figure 4.3.

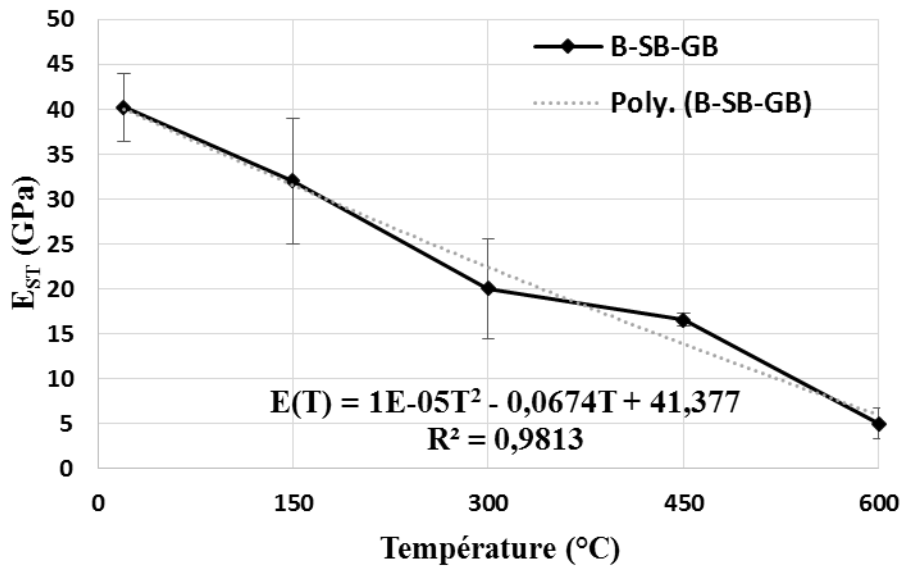


Figure 4.3: Module de Young statique du béton B-SB-GB en fonction de la température

En ajustant les points utilisés sur la figure 4.3, nous avons constaté qu'il existe une tendance de régression polynomiale ($R^2 = 0,98$) représentant la relation entre le module de Young E et la température T (20 °C à 600 °C) donnée par l'équation (29) :

$$E(T) = ((1 \times 10^{-5})T^2 - 0,0674T + 41,377)GPa \quad (29)$$

❖ Paramètre de non linéarité β

Ce paramètre de non linéarité matérielle traduit la variation du module de rigidité du matériau en fonction de la contrainte appliquée. Dans le contexte de module de rigidité résiduelle, le paramètre de non linéarité par approximation à celui de l'endommagement est donné par (Xiao et al, 2010) :

$$\beta(T) = 1 - \frac{E(T)}{E_0}$$

(30)

$$E_0 = 40GPa \quad (31)$$

Avec E_0 le module de Young statique du béton B-SB-GB obtenu à la température ambiante (figure 4.2).

$E(T)$ le module de Young résiduel à la température (T)

En combinant les relations (29) et (30), on obtient le paramètre d'endommagement du béton B-SB-GB :

$$\beta(T) = (-3 \times 10^{-7})T^2 + 0,0017T - 0,0287 \quad (32)$$

La figure 4.4 montre l'évolution du paramètre de non linéarité matérielle du béton B-SB-GB en fonction de la température.

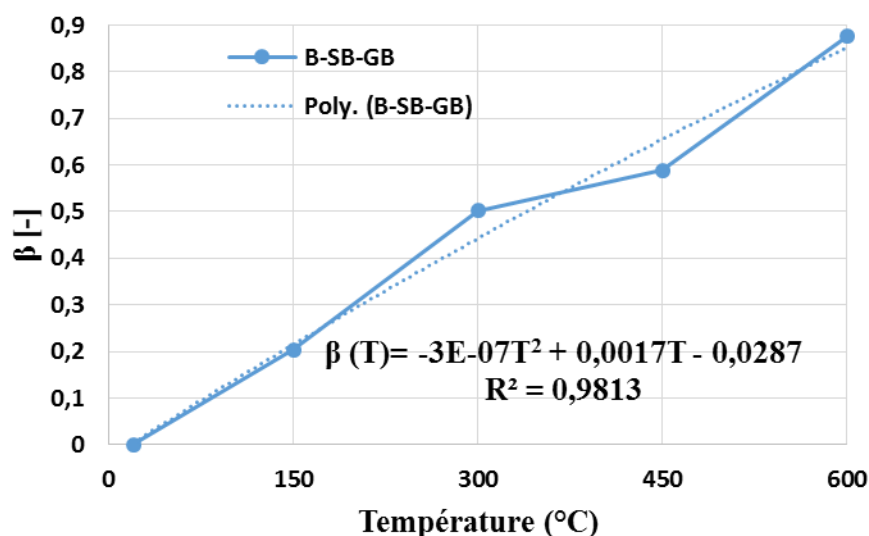


Figure 4.4: Relation entre l'endommagement et la température du béton B-SB-GB

A la figure 4.4 on observe que le paramètre de non linéarité matérielle croit quasi linéairement avec la température.

❖ Densité apparente du béton

Les valeurs expérimentales de la densité apparente en fonction de la température sont représentées sur la figure 4.5.

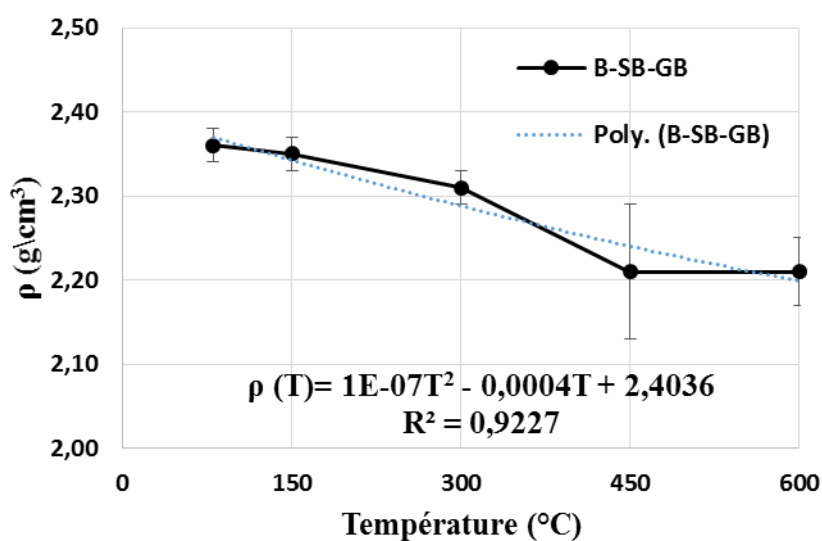


Figure 4.5: Densité du béton B-SB-GB en fonction de la température

En ajustant les points obtenus de la figure 4.5, on montre qu'il existe une tendance de régression polynomiale représentant la relation entre la densité apparente (ρ) du béton B-SB-GB et la température T (20°C à 600°C).

$$\rho(T) = (1E-7T^2 - 0,0004T + 2,436) \text{ g/cm}^3, R^2 = 0,9227 \quad (33)$$

En prenant en compte les expressions (29), (30), (32), (33), l'équation (27) devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho(T) \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial t^2} - E(T) \left\{ 1 + (1-2\beta(T)) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right) - 3\beta(T) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right)^2 - \beta(T) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right)^3 \right\} \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial z^2} - \rho(T)g = F_m(z,t) \\ \text{Avec,} \\ E(T) = ((1 \times 10^{-5})T^2 - 0,0674T + 41,377) \text{ GPa} \\ \rho(T) = ((1 \times 10^{-7})T^2 - 0,0004T + 2,436) \text{ g/cm}^3 \\ \beta(T) = (-3 \times 10^{-7})T^2 + 0,0017T - 0,0287 \end{array} \right. \quad (34)$$

L'équation (34) décrit la dynamique du béton en fonction de l'espace et du temps. C'est une équation aux dérivées partielles non linéaire dépendant de deux variables z et t . Cette équation ne peut être résolue analytiquement. On va résoudre numériquement cette équation qui régit la dynamique de l'éprouvette cylindrique de béton considérée en utilisant la méthode des différences finis (MDF).

Pour cette équation aux dérivées partielles, posons le changement de variables pour écrire les des variables adimensionnelles suivant :

$$\tau = \omega t ; Z = \frac{z}{d} ; \Psi = \frac{w}{d} \quad (35)$$

On a :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial w}{\partial \tau} \cdot \frac{\partial \tau}{\partial t} = \omega \frac{\partial w}{\partial \tau} = \omega \frac{\partial(\Psi \cdot d)}{\partial \tau} = \omega d \frac{\partial \Psi}{\partial \tau} \quad (36)$$

(34) devient

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \tau^2} = \frac{E'}{\omega^2 d^2 \rho'} \left\{ 1 + (1-2\beta) \left(\frac{\partial \Psi}{\partial Z} \right) - 3\beta \left(\frac{\partial \Psi}{\partial Z} \right)^2 - \beta \left(\frac{\partial \Psi}{\partial Z} \right)^3 \right\} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial Z^2} + \frac{1}{\omega^2 d^2 \rho'} (\rho' g' + F'_m) \quad (37)$$

$$\text{Avec } E' = \frac{E(T)}{E_0}, \rho' = \frac{\rho(T)}{\rho_0} \text{ et } g' = \frac{g}{g_0} \quad (38)$$

4.3 Résolution numérique

4.3.1 Présentation de la méthode de différences finies

Les différences finies sont bien adaptées pour des géométries simples. La méthode consiste à remplacer les dérivées partielles par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets (nœuds) du maillage. Elle repose sur deux notions : la discrétisation des opérateurs de dérivation ou différentiation et la convergence du schéma numérique est obtenu.

Soit la grille de discrétisation suivante (figure 4.6) :

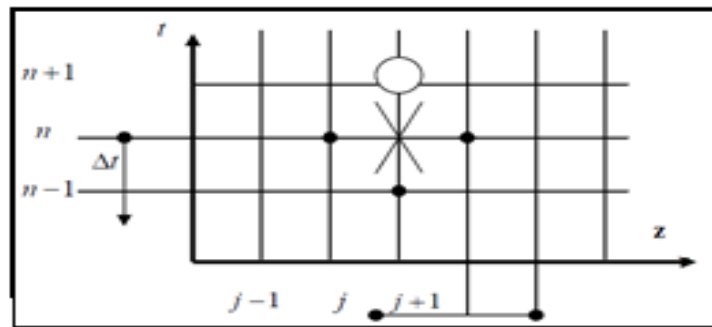


Figure 4.6: Grille de discrétisation

Nous discrétisons notre spécimen de béton de longueur d selon cette grille.

Soit $n \in \mathbb{N}$ le nombre de points de maillage, on définit les points du maillage par :

$$Z_{i+1} = Z_i + \Delta Z ; i = \{0, 1, 2, \dots, n, n+1\}, \Delta Z = \frac{1}{n+1}, \quad (39)$$

$$\tau_{j+1} = \tau_j + \Delta \tau ; j = \{1, 2, \dots, n+1\}. \quad (40)$$

Les points $Z_1 = 0$ et $Z_{n+1} = d$ constituent les limites du domaine d'étude (les extrémités de notre spécimen) et les points τ_1, \dots, τ_n sont appelés points internes du maillage.

On cherche en chacun de ces points une valeur approchée, notée Ψ_{ij} de $\Psi(Z_i, \tau_j)$. Le schéma centré permet d'approcher respectivement les dérivées première, seconde et troisième spatiales et la dérivée seconde temporelle comme suit :

$$\psi_{i,j+1} = \psi_{i,j} + \frac{\Delta \tau}{1!} \frac{\partial \psi}{\partial \tau} + \frac{\Delta \tau^2}{2!} \frac{\partial^2 \psi}{\partial \tau^2} + \frac{\Delta \tau^3}{3!} \frac{\partial^3 \psi}{\partial \tau^3} + 0(\Delta \tau^4) \quad (41)$$

$$\Psi_{i,j-1} = \Psi_{i,j} - \frac{\Delta \tau}{1!} \frac{\partial \Psi}{\partial \tau} + \frac{\Delta \tau^2}{2!} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \tau^2} - \frac{\Delta \tau^3}{3!} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial \tau^3} + 0(\Delta \tau^4). \quad (42)$$

En effectuant la somme membre à membre des relations précédentes, on a :

$$\Psi_{i,j+1} + \Psi_{i,j-1} = 2\Psi_{i,j} + \Delta\tau^2 \frac{\partial^2 \Psi}{\partial \tau^2}. \quad (43)$$

Pour la coordonnée temporelle, on a :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial \tau^2} = \frac{\Psi_{i,j+1} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i,j-1}}{\Delta\tau^2}. \quad (44)$$

De même, pour la coordonnée spatiale, on a :

$$\Psi_{i+1,j} = \Psi_{i,j} + \frac{\Delta Z}{1!} \frac{\partial \Psi}{\partial Z} + \frac{\Delta Z^2}{2!} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial Z^2} + \frac{\Delta Z^3}{3!} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial Z^3} + 0(\Delta Z^4), \quad (45)$$

$$\Psi_{i-1,j} = \Psi_{i,j} - \frac{\Delta Z}{1!} \frac{\partial \Psi}{\partial Z} + \frac{\Delta Z^2}{2!} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial Z^2} - \frac{\Delta Z^3}{3!} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial Z^3} + 0(\Delta Z^4),$$

$$\frac{\partial \Psi}{\partial Z} = \frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i-1,j}}{2\Delta Z}, \quad (46)$$

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial Z^2} = \frac{\Psi_{i+1,j} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i-1,j}}{\Delta Z^2}. \quad (47)$$

La forme discrétisée de (37) devient :

$$\frac{\Psi_{i,j+1} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i,j-1}}{\Delta\tau^2} = \frac{1}{\omega^2 d^2} \left(\frac{E'}{\rho'} \right) \left\{ 1 + (1-2\beta) \left(\frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i-1,j}}{2\Delta Z} \right) - 3\beta \left(\frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i-1,j}}{2\Delta Z} \right)^2 - \beta \left(\frac{\Psi_{i+1,j} - \Psi_{i-1,j}}{2\Delta Z} \right)^3 \right\} \left(\frac{\Psi_{i+1,j} - 2\Psi_{i,j} + \Psi_{i-1,j}}{\Delta Z^2} \right) + \frac{1}{\omega^2 d^2 \rho'} (\rho' g' + F'_m) \quad (48)$$

Les constantes utilisées dans ce travail issues des travaux expérimentaux sont les suivantes :

$T_0=20$ °C, $d=0,22$ m, $E_0=40.10^9$ Pa pour le béton B-SB-GB, $\rho_0 = 2564$ kg/ m³ pour le béton B-SB-GB et $g_0=10$ m.s⁻²

$$f_m = [2,2 * 10^7] * V^3 (N / m^3) \quad (49)$$

4.3.2 Conditions aux frontières

L'essai de compression uni-axiale impose que l'une des extrémités de l'éprouvette repose sur le plateau fixe et l'autre extrémité est celle sur laquelle le plateau mobile est appliqué. En d'autres termes,

$$\begin{cases} \frac{\partial w(d,t)}{\partial z} = \frac{\sigma_m}{E_0} = \frac{f_m}{SE_0} \quad (\text{pour le plateau mobile}) \\ w(0,t) = 0 \quad (\text{pour le plateau fixe}). \end{cases} \quad (50)$$

$$\text{Avec } f_m = F_m V^3 = 0,2 \left(N / m^3 \right) \quad (51)$$

4.3.3 Condition initiale

La condition initiale de l'équation (48) s'obtient en résolvant l'équation (37) en absence de toutes les forces extérieures et des non-linéarités. En d'autres termes, l'équation (37) devient :

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \left(\frac{E}{\rho} \right) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = 0 \quad (52)$$

Cette équation est celle qui décrit la propagation des ondes longitudinales dans les spécimens élastiques. Elle décrit aussi la vibration longitudinale dans les barres (**Resal et Boussinesq, 1911**). La solution générale de cette équation lorsque les extrémités du spécimen sont libres est sous la forme :

$$w(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \cos \left(\frac{n\pi z}{d} \right) \quad (53)$$

$$\text{avec } \omega_n = \frac{n\pi}{d} \sqrt{\frac{E}{\rho}}, n \in \mathbb{N}^*$$

ou encore

$$\Psi(Z, \tau) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n \tau + B_n \cos \omega_n \tau) \cos(n\pi Z). \quad (54)$$

La condition initiale s'écrit :

$$\Psi_n(Z, \tau = 0) = \sum_{n=1}^{\infty} B_n \cos(n\pi Z). \quad (55)$$

Par ailleurs, la solution générale de l'équation (52) en cas d'une extrémité fixe et l'autre libre s'écrit sous la forme :

$$w(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \sin \left(\frac{(2n-1)\pi z}{2d} \right) \quad (56)$$

$$\text{avec } \omega_n = \frac{(2n-1)\pi}{2d} \sqrt{\frac{E}{\rho}}, n = 1, 2, 3, \dots \quad (57)$$

Une des conditions initiales s'écrit sous la forme

$$w(z, t = 0) = 5.10^{-3} \cdot \sin \left(\frac{3\pi z}{2d} \right). \quad (58)$$

Où l'amplitude de la solution doit être inférieure au diamètre de l'éprouvette.

Autrement dit,

$$\Psi(Z, \tau = 0) = 5.10^{-3} \cdot \sin\left(\frac{3\pi}{2} Z\right) \quad (59)$$

Les conditions présentées ci-dessus doivent permettre au schéma considéré dans cette étude d'avoir des solutions stables.

4.3.4 Stabilité des solutions

Il est nécessaire lorsqu'on souhaite utiliser un schéma aux différences finies de vérifier, ou plus exactement de trouver une condition pouvant assurer sa stabilité. Un schéma numérique est dit stable si toute perturbation d'origine numérique est amortie ou au mieux non simplifiée. Dans cette étude, la stabilité se réfère à un comportement numérique robuste lorsque le pas de discrétisation ou la taille des mailles tend vers zéro permettant d'avoir une convergence et un résultat meilleur. Cependant, pour avoir une solution stable, la condition adaptée à l'équation (48) est celle de Courant de Friedrichs et Lewy notée CFL (**Coulouvra et Marchiano, 2007**) donnée par l'équation :

$$\sqrt{\frac{E}{\rho}} \left(\frac{\Delta\tau}{\Delta Z} \right) \leq 1 \quad (60)$$

4.4 Analyse numérique du spécimen de béton

Dans cette section, les analyses sont effectuées à différentes positions de l'échantillon de béton.

4.4.1 Variation des contraintes et déformations en fonction de la température et du temps à l'extrémité libre de l'éprouvette ($z=0,005$)

La figure 4.7 présente la contrainte verticale (σ_{zz}) et les déformations verticales (ϵ_{zz}) en fonction de la température et du temps de l'éprouvette cylindrique ($z=0,005$).

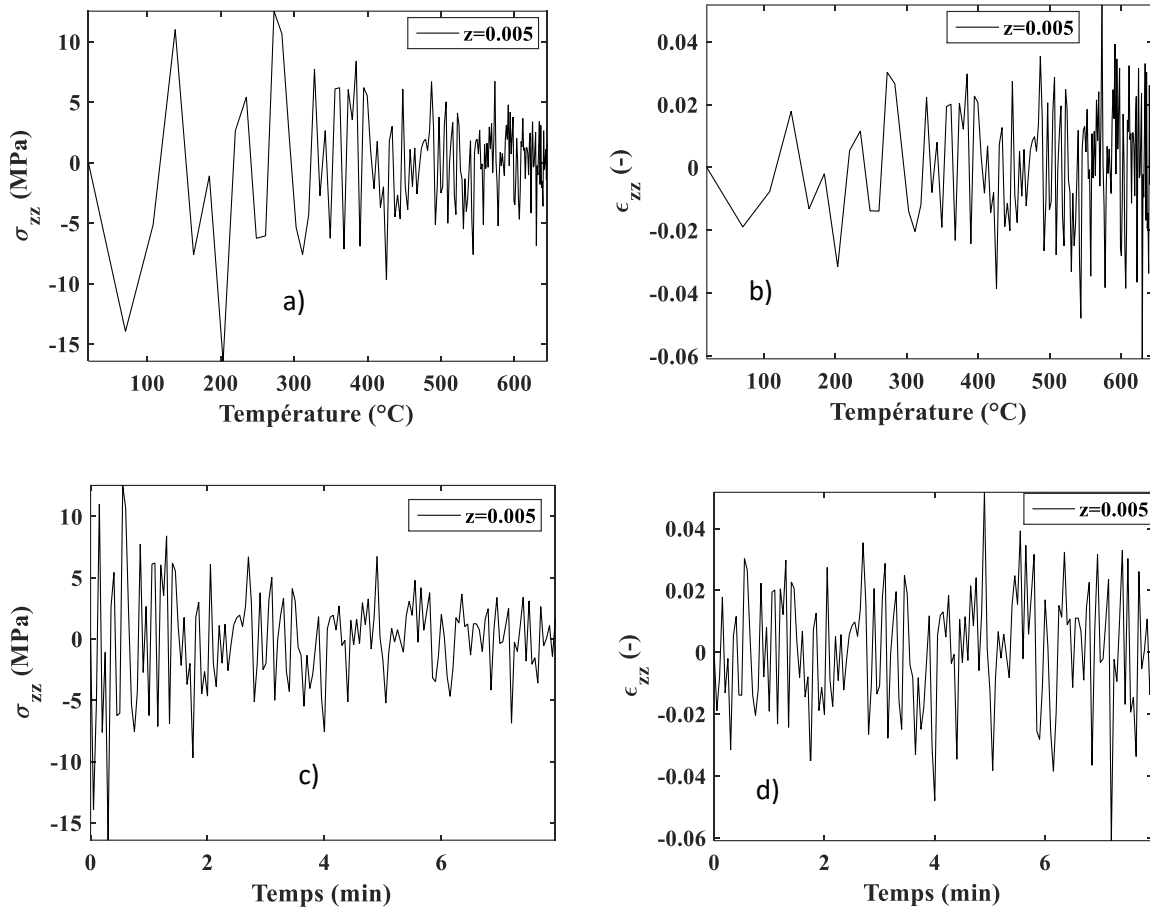


Figure 4.7: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité libre d'une éprouvette en béton soumise à une charge mécanique constante dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps

Les figures 4.7(a) et 4.7(c) montrent globalement que, le béton est dans un état vibratoire de compression et de traction (oscille autour des valeurs positives et négatives). Cette variation de l'amplitude de la contrainte interne en fonction de la température a la même allure que la résistance à la compression en fonction de la température. Les valeurs de contraintes négatives correspondent à des contraintes de compression tandis que les valeurs de contraintes positives correspondent à des contraintes de traction. Lorsque la température passe de 20°C à 300°C (durée de 3 min), on peut observer une augmentation de l'amplitude de la contrainte verticale interne à l'extrémité libre de l'éprouvette de béton jusqu'à une valeur maximale de 14 MPa (figures 4.7a et 4.7c). Dans le cas des déformations internes, on note que $\varepsilon_{zz} = 0,06$ l'amplitude maximale des déformations pour les figures 4.7(b) et 4.7(d). Au-delà de la température de 300°C jusqu'à la température de 600°C , l'amplitude des contraintes internes diminue drastiquement et tendent à s'annuler à 600°C . Cela peut être dû au fait que le béton semble ne

plus avoir de performances mécaniques. Dans cette plage de température, on observe que les déformations deviennent importantes, traduisant ainsi une dégradation du matériau qui évolue au fur et à mesure que la température augmente (figure 4.7b). On conclut que 300°C semble être une température critique pour le béton de basalte. Ces observations sont similaires à ceux observés dans les travaux de Mambou et *al.* (Mambou et *al.*, 2015) observé sur les roches granitiques exposé au feu avec une température critique de 450°C .

4.4.2 Evolution des contraintes et des déformations en fonction du temps et de la température au centre de l'éprouvette (Z=0,11)

La figure 4.8 montre la contrainte verticale (σ_{zz}) en fonction de la température (figure 4.8a) ou du temps (figure 4.8c), et la déformation verticale (ϵ_{zz}) en fonction de la température (figure 4.8b) ou du temps (figure 4.8d) au centre de l'éprouvette (z=0,11).

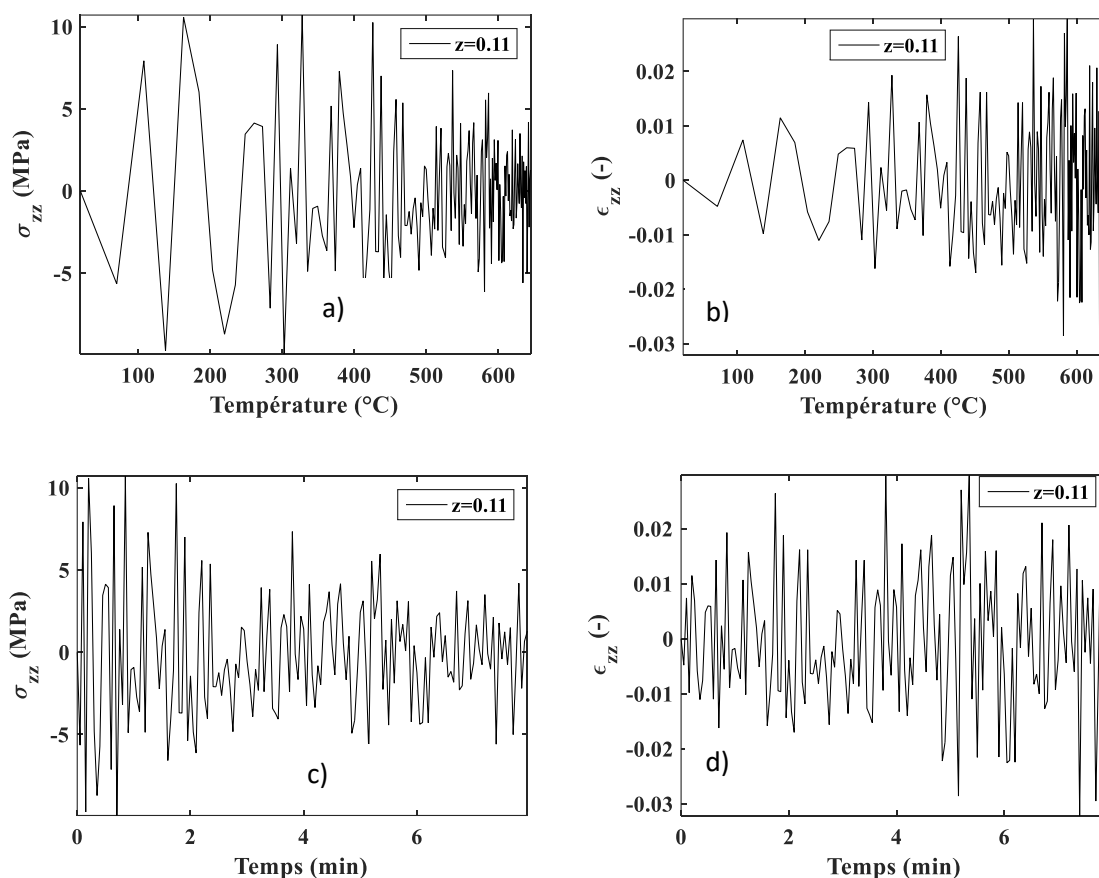


Figure 4.8: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes au centre de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps.

Les figures 4.8(a) et 4.8(c) montrent que la valeur maximale de l'amplitude de la contrainte interne dans la direction z est 11MPa . Comme observé à l'extrémité libre du béton, le matériau vibre dans un état de compression et de traction. Sur les figures 4.8(b) et 4.8(d), on note que la déformation maximale est 0,03. Les déformations négatives correspondent aux contractions alors que les valeurs positives correspondent aux dilatations du béton. Lorsque la température augmente de 80°C à 350°C pendant 4 min, on note une augmentation de l'amplitude de la contrainte verticale interne au centre de l'éprouvette de béton jusqu'à une valeur maximale de 11 MPa (figures 4.8a et 4.8c). Cette valeur est inférieure à celle obtenue à l'extrémité à la température de 350°C (14 MPa). Au-delà cette température et jusqu'à 600°C , l'amplitude des contraintes internes diminue significativement. Cela pourrait être dû à la baisse des performances mécaniques du béton avec la température élevée. Toujours dans cette plage de température, les déformations internes (figure 4.8a et 4.8b) deviennent importantes, traduisant une dégradation du matériau au fur et à mesure que la température augmente. Cela corrobore les observations expérimentales. On conclut que 350°C est une température critique pour le centre de l'éprouvette.

4.4.3 Variation des contraintes et des déformations en fonction de la température et du temps à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton ($z=0,21$)

La figure 4.9 montre l'évolution de la contrainte verticale (σ_{zz}) en fonction de la température (figure 4.9a) ou du temps (figure 4.9c), et de la déformation verticale (ε_{zz}) en fonction de la température (figure 4.9b) ou du temps (figure 4.9d) à l'extrémité fixe de l'éprouvette ($z=0,21$).

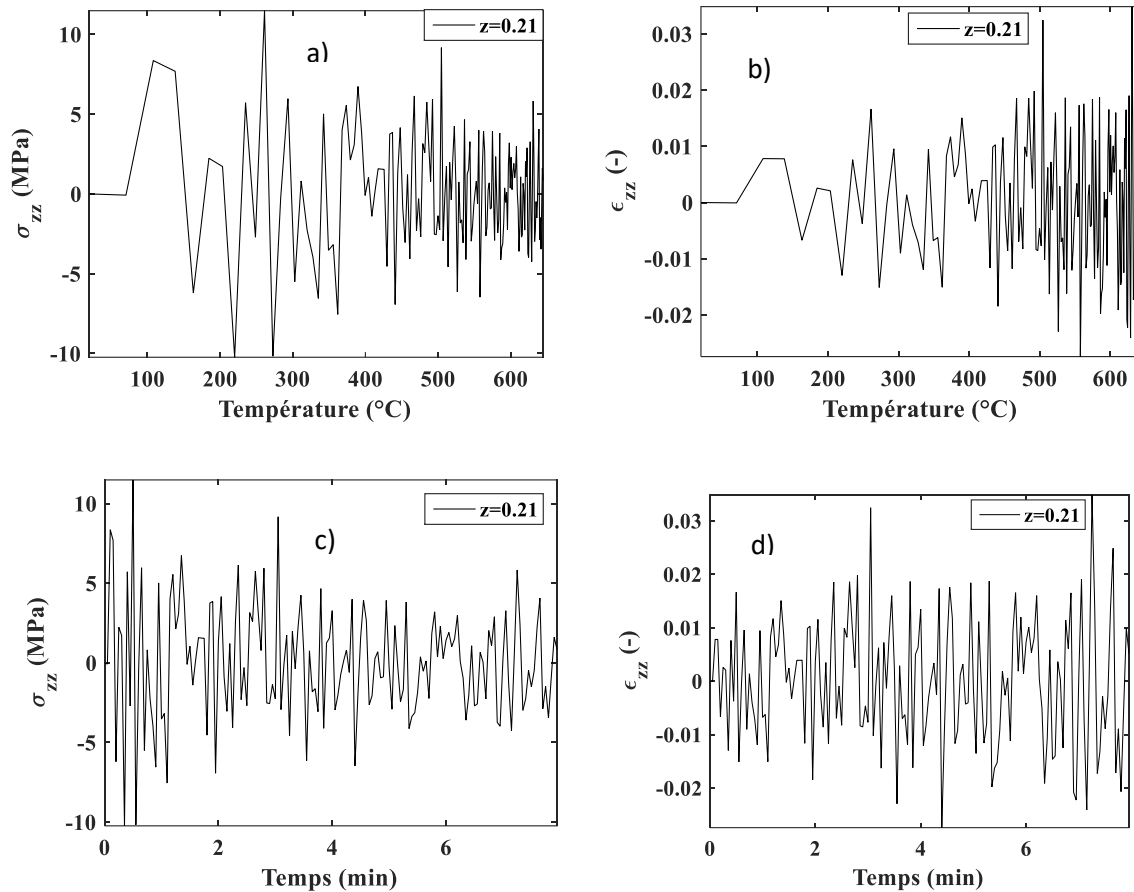


Figure 4.9: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps ; d) Déformation uni-axiale avec le temps.

Sur les figures 4.9(a) et 4.9(c), la valeur maximale de l'amplitude de la contrainte interne dans la direction z est $\sigma_{zz} = \pm 11 \text{ MPa}$. Comme observé aux points $Z=0,11$ et $Z=0,005$, l'amplitude décroît avec l'augmentation de la température. On note une déformation maximale d'environ 0,04 (voir figures 4.9(b) et 4.9(d)). Lorsque la température augmente de 80°C à 300°C , on peut observer une augmentation de l'amplitude de la contrainte verticale interne à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton atteignant une valeur de 11 MPa. Les déformations dans cette plage de température restent faibles et fluctuent autour de 0,015. Au-delà de la température de 300°C , l'amplitude des contraintes internes commence à diminuer pour tendre vers zéro à 600°C . Cela pourrait être causé par le fait que le béton perd ses performances mécaniques avec l'augmentation de la température. De plus, les déformations deviennent importantes jusqu'à atteindre une valeur maximale de 0,02 pouvant traduire une dégradation progressive du

matériau avec l'augmentation de la température. On conclut que 300°C est une température critique pour le centre de l'éprouvette.

4.4.4 Evolution des contraintes en fonction de l'axe z (longueur de l'éprouvette)

La figure 4.10 illustre la contrainte verticale (σ_{zz}) en fonction de la longueur de l'éprouvette pour différentes températures.

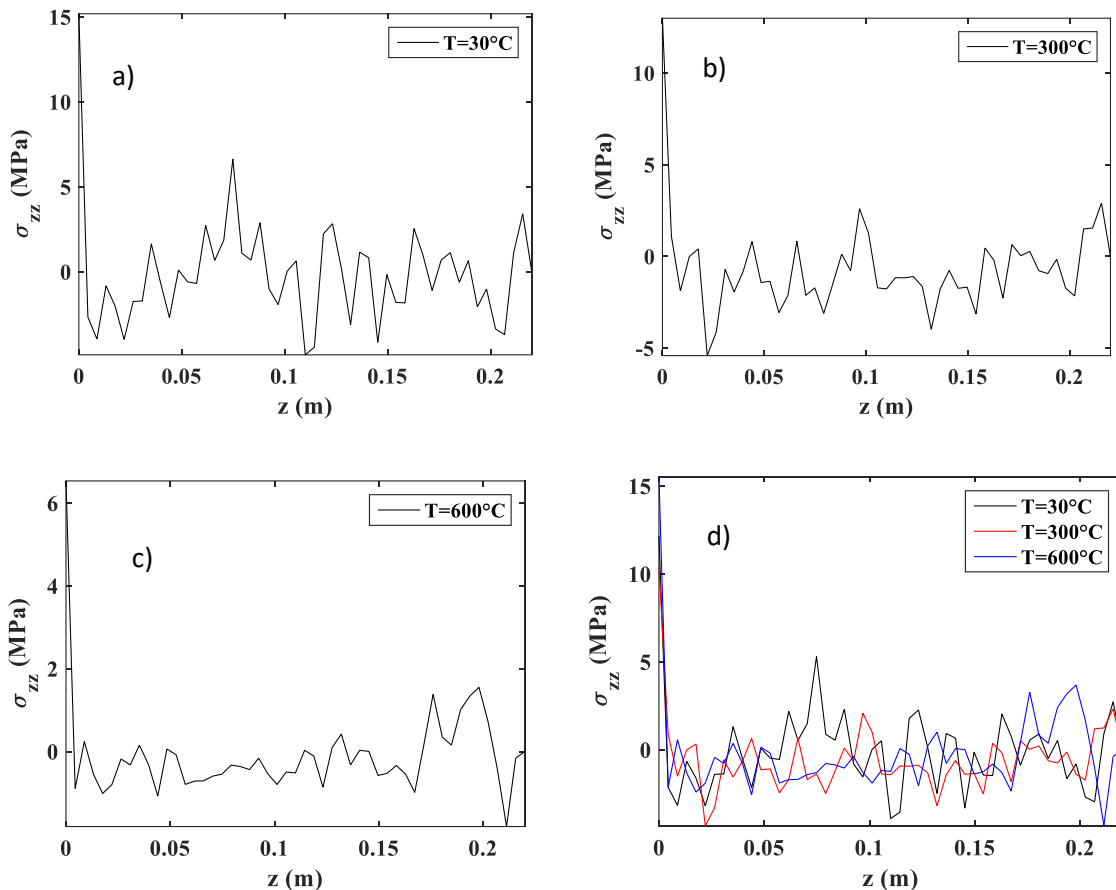


Figure 4.10: Evolution de la contrainte en fonction de l'axe z : a) $T=30\text{ }^{\circ}\text{C}$; b) $T=300\text{ }^{\circ}\text{C}$; c) $T=600\text{ }^{\circ}\text{C}$; d) Superposition des contraintes.

Sur la figure 4.10a, on peut observer de manière globale qu'à 30°C, les contraintes internes oscillent entre les contraintes de compression et les contraintes de traction. Dans les intervalles de variation de Z allant de 0,01 à 0,06m, 0,09 à 0,12 m, 0,13 à 0,16 m, 0,175 à 0,21 m, le spécimen se trouve dans un état de compression tandis qu'entre 0,06 à 0,09 m, 0,12 à 0,13 m, 0,16 à 0,175 m, le spécimen est dans un état de traction. Le point situé à $Z=0,75$ semble être le plus sollicité en traction sous une contrainte interne de 7 MPa et le point situé à 0,11 m semble être le point le plus sollicité en compression avec une contrainte de 4MPa. Sur la figure 4.10 b, à 300 °C, de $Z=0,001$ à 0,08m et $Z=0,1$ à 0,21m, on constate que le matériau est globalement dans un état de compression. De $Z=0,08$ à 0,1 le matériau est dans un état de traction.

Globalement le matériau se trouve dans un état de compression et le point $Z=0,025$ semble être le plus affecté. Sur la figure 4.10 c, à 600°C , de $Z=0,01$ à $0,175\text{m}$, le matériau est globalement soumis aux contraintes de compression. L'amplitude des contraintes reste faible dans cette partie du matériau. Le point le plus affecté par les contraintes de compression est $Z=0,21\text{m}$.

4.4.5 Evolution des déformations le long du spécimen

La figure 4.11 illustre la déformation verticale (ϵ_{zz}) en fonction de la longueur de l'éprouvette pour différentes températures.

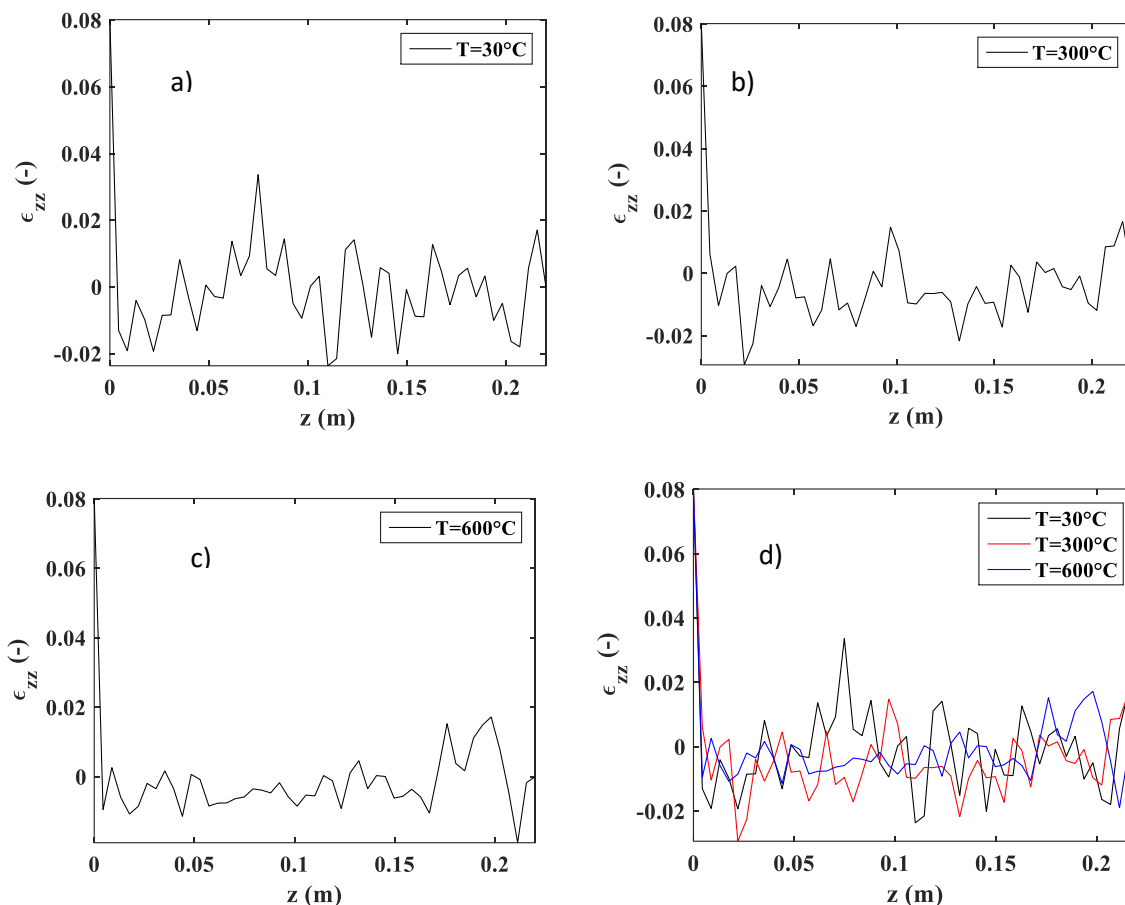


Figure 4.11: Evolution des déformations internes en fonction de la longueur de l'éprouvette : a) $T=30^{\circ}\text{C}$; b) $T=300^{\circ}\text{C}$; c) $T=600^{\circ}\text{C}$; d) Superposition des déformations.

Sur la figure 4.11 a, à 30°C , on peut observer que globalement, les déformations internes oscillent entre les dilatations et contractions. De $Z=0,01$ à $0,06$ les particules au sein du matériau sont globalement dans un état de contraction. De $0,06$ à $0,09\text{m}$, les particules au sein du béton sont globalement dans un état de dilatation. De $0,09$ à $0,12\text{m}$, l'éprouvette est globalement dans un état de contraction. De $0,12$ à $0,13\text{m}$, l'éprouvette est globalement dans un état de dilatation. De $0,13$ à $0,16\text{m}$, l'éprouvette est globalement dans un état de contraction. De $0,16$ à $0,175\text{m}$, l'éprouvette est globalement dans un état de dilatation. De $0,175$ à $0,21\text{m}$, l'éprouvette est

globalement dans un état de contraction. Le point situé à $Z=0,75$ semble être le plus sollicité en traction avec une déformation de 0,03, et le point situé à 0,11 m semble être le point le plus sollicité en compression avec une déformation de 0,021. Sur la figure 4.11 b, à 300°C , de $Z=0,001$ à 0,08m et $Z=0,1$ à 0,21m, on constate que le matériau est globalement dans un état de contraction. De $Z=0,08$ à 0,1 le matériau est dans un état de dilatation. Globalement le matériau se trouve dans un état de contraction et le point $Z=0,025$ semble être le plus sollicitée et le plus déformé. Sur la figure 4.11c, à 600°C , de $Z=0,01$ à 0,175m, le matériau est globalement sous un état de contraction. L'amplitude des déformations reste faible dans cette partie du matériau. Le point $Z=0,21$ semble être le point de contraction maximale.

4.4.6 Discussions

La figure 4.12 présente la superposition des courbes de la contrainte verticale (σ_{zz}) en fonction de la température (et du temps) et de la déformation verticale (ϵ_{zz}) en fonction de la température et (du temps) pour différentes positions de l'éprouvette.

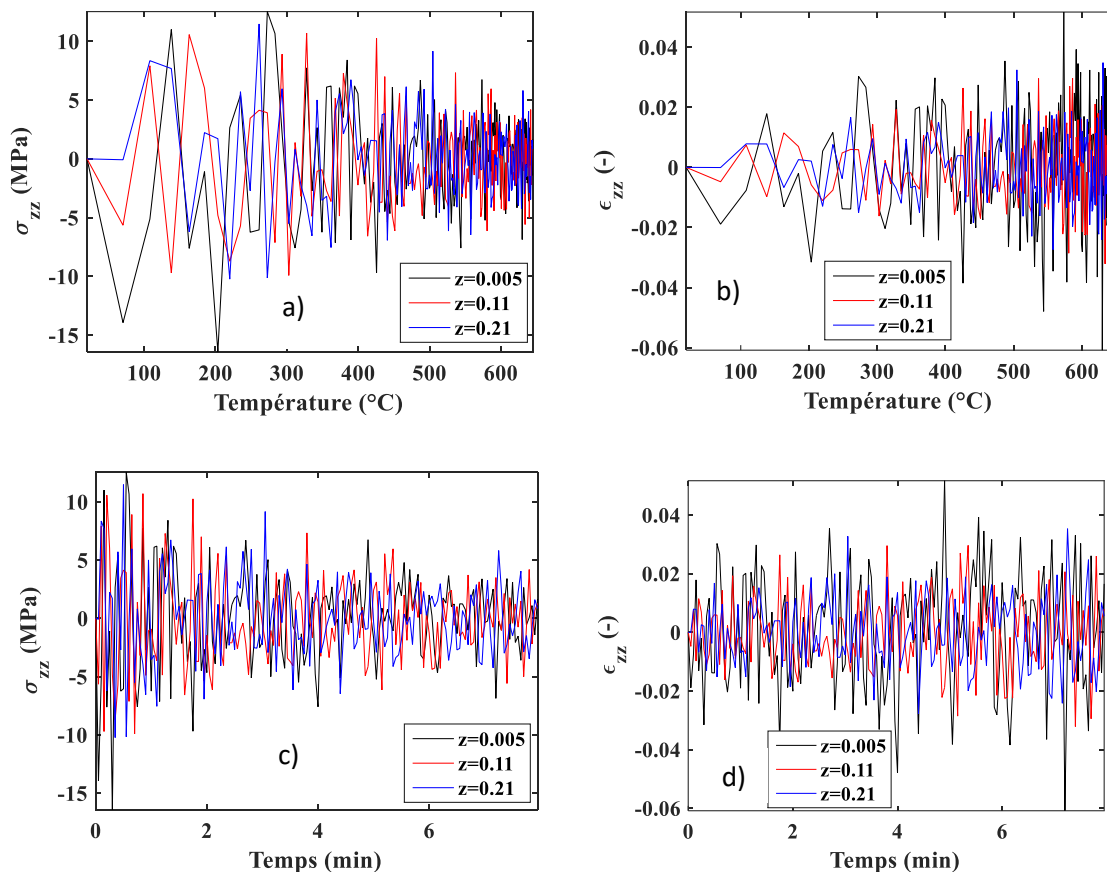


Figure 4.12: Détails de la contrainte interne et de la déformation interne d'une éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps

En observant les figures 4.12, les allures des déformations et les contraintes internes en fonction de la température sont presque similaires à celles observées dans la littérature (**Nubissie et al., 2010 ; Ndoukouo et al., 2011 ; Mambou et al., 2015 ; Foguieng et al., 2020**). En d'autres termes, les températures élevées entraînent une diminution considérable des contraintes internes induisant une diminution des déformations. Les valeurs maximales des déformations ont une valeur constante égale à 0,05. De 20°C à 300°C, on observe de manière globale que l'amplitude des contraintes internes des éprouvettes de béton augmente avec l'augmentation de la température et du temps pour atteindre des valeurs maximales de 14 MPa. Au-delà de 300°C, les amplitudes des contraintes internes diminuent drastiquement et atteignent des valeurs presque nulles vers 600°C.

En dessous de 300°C, les déformations restent faibles et maintenues à 0,03 pendant environ 5 min. Notons que certains auteurs ont observé de faibles déformations en dessous de 400°C et 600°C (**Mambou et al., 2015**). Cependant, au-delà de 300°C, on observe une augmentation des déformations jusqu'à atteindre la valeur 0,05. Cette augmentation brusque qui pourrait probablement indiquer l'endommagement de l'éprouvette de béton a également été observée par plusieurs auteurs tels que (**Nubissie et al., 2010**) dans les poutres en acier ; (**Ndoukouo et al., 2011**) dans les poutres en bois ; **Mambou et al., 2015** dans les roches de gneiss et grès ; **Foguieng et al., 2020** dans l'argilite.

Cependant, après 3 min et à une température critique de 300°C, la baisse des contraintes dans la direction de l'axe z avec un pic de contrainte égal à 14 MPa à l'extrémité libre de l'éprouvette correspond à une réduction de 38% de la valeur initialement obtenue expérimentalement : 10 MPa au centre avec une réduction de 27% et 11 MPa à l'extrémité fixe de l'éprouvette avec une réduction de 30%. Il résulte de ces résultats que les valeurs de l'amplitude maximale des contraintes internes à l'extrémité libre sont plus élevées que celles observées au centre et à l'extrémité fixe de l'éprouvette. Ce résultat est en accord avec ceux des travaux de Mambou et al. (**Mambou et al., 2015**) pour le cas des roches granitiques où la réduction de 80% de l'amplitude de la contrainte est observée pendant 3 min (20°C-500°C). Par ailleurs, Foguieng et al. (**Foguieng et al., 2020**) ont montré que l'endommagement du matériau est observé à partir d'un seuil critique de 500°C pendant 2,9 min et correspond à une réduction de la contrainte d'environ 74%.

Il apparaît que le point d'extrémité fixe est déformé et que toute force exercée sur cette extrémité est presque entièrement reçue par l'extrémité libre de l'éprouvette de béton et n'est pas transmise totalement au centre de l'éprouvette. Contrairement aux résultats obtenus au point central,

lorsque la température est supérieure à 300°C, l'ampleur de la déformation de l'extrémité fixe de l'éprouvette continue à augmenter avec la température.

4.5 Conclusion

Ce travail a porté sur la modélisation d'une éprouvette cylindrique en béton de 110 × 220 mm soumise à un feu ISO 834 et à un chargement mécanique uni-axial en tenant compte de la non-linéarité matérielle et géométrique du matériau. L'analyse numérique le long du spécimen a été faite aux points $Z=0,005$ m ; $Z=0,11$ m et $Z=0,21$ m. Globalement, le matériau est dans un état vibratoire. L'amplitude des contraintes internes et des déformations internes oscille autour de valeurs positives et négatives. On note la température critique de 300°C à partir de laquelle l'amplitude des contraintes internes commence à diminuer ; et à partir de laquelle l'amplitude des déformations internes commence à augmenter rapidement traduisant une dégradation progressive du matériau avec l'augmentation de la température.

Conclusion générale et Perspectives

L'objectif de ce travail était d'analyser le comportement à haute température de bétons ordinaires en substituant le sable de rivière par des sables de carrière. Deux natures minéralogiques de granulats couramment utilisés dans et autour des villes de Yaoundé et de Bafoussam ont été choisies : le gneiss et le basalte. Différentes compositions de béton ont été formulées avec un rapport eau/ciment constant de 0,54. Le volume de granulats est constant pour toutes les compositions de béton. Les bétons confectionnés ont été soumis à des cycles de chauffage lent ($1^{\circ}\text{C}/\text{min}$) pour déterminer les caractéristiques résiduelles, et de chauffage rapide ($10^{\circ}\text{C}/\text{min}$) pour la réponse thermique. Des analyses thermiques et de caractérisations physiques ont été réalisées sur les granulats utilisés. Les caractérisations thermiques, physiques et mécaniques ont été déterminées sur les bétons à la température ambiante puis après les différents cycles de chauffage-refroidissement. Un mortier supplémentaire a été formulé afin de mieux comprendre le comportement des bétons de gneiss aux températures de 150°C et 300°C . Une modélisation est aussi réalisée afin de simuler le comportement thermomécanique du béton. Les résultats de ce travail de thèse ont permis de faire les constatations suivantes :

- L'analyse thermogravimétrique et thermo différentielle (ATG/ATD) a révélé qu'à partir de 550°C , des pics endothermiques sont présents dans tous les types de sable (de basalte, gneiss et rivière). Cela serait dû au fait que certains minéraux tels que le feldspath, le quartz, la calcite subissent des transformations chimiques avec l'élévation de la température.
- A la température ambiante, les propriétés thermiques (la conductivité thermique, capacité thermique volumique), les propriétés physiques (perte de masse, porosité) ; les propriétés mécaniques (la résistance à la compression, Module de Young) varient très peu entre les trois formulations. La nature minéralogique n'a pas une influence significative sur les propriétés mesurées.
- A haute température, les résultats issus des essais de caractérisation des bétons montrent que de la température ambiante jusqu'à la température 300°C , la résistance à la compression des bétons varie. On note en particulier un gain observé pour le béton de gneiss. Au-delà de 300°C et jusqu'à la température de 600°C , on note une baisse rapide de résistance. Cette décroissance s'observe beaucoup plus avec le béton de basalte. Cette augmentation et/baisse des propriétés est attribuées aux transformations physico-chimiques des minéraux présents dans la matrice cimentaire. Ce résultat corrobore les observations microscopiques où la densité de fissures inter granulaires est plus accentuées sur le béton de basalte (B-SB-GB) comparé aux autres bétons (B-SS-GG et

B-SG-GG). On note également que cela est en accord avec les résultats de la perméabilité où à partir de 450°C et jusqu'à 600°C, on note une augmentation des valeurs des perméabilités des bétons et beaucoup plus significative pour le béton de basalte.

- A une vitesse de chauffage de 10°C/min, on a observé l'éclatement des bétons B-SS-GG et B-SG-GG. Cela pourrait être dû à la nature des granulats. La perte de masse est légèrement plus importante pour le béton B-SB-GB que pour les bétons B-SS-GG et B-SG-GG. On a observé dans la littérature que la teneur en eau, les conditions de cure et le degré de saturation sont des paramètres qui influencent la stabilité thermique des bétons et permettent la prédiction de son comportement. Cependant, dans le cadre de cette étude, on a constaté malgré le fait que le béton de basalte a un degré de saturation plus élevé que les autres bétons, et qu'il se dilate beaucoup plus (2,2%) que le béton de gneiss (1,8%) et le béton à base de sable de rivière (1,6%), il n'a pas présenté d'éclatement. Cela pourrait être dû aux pressions de vapeur qui s'échappent rapidement des éprouvettes de béton de basalte comparé aux éprouvettes des autres bétons.

Dans la partie modélisation, une éprouvette cylindrique de béton B-SB-GB soumise à l'action successive du feu et du chargement mécanique uniaxial a été modélisée. L'équation aux dérivées partielles du second ordre obtenue et régissant la dynamique du système a été résolue numériquement en utilisant la méthode des différences finies centrées. L'analyse numérique le long de l'éprouvette cylindrique a été faite aux points $Z=0,005$ m ; $Z=0,11$ m et $Z=0,21$ m. Les résultats obtenus ont montré que globalement le matériau est dans un état vibratoire. L'amplitude des contraintes internes et des déformations internes oscille autour de valeurs positives et négatives. On a conclu que 300°C est la température critique à partir de laquelle l'amplitude des contraintes internes commence à diminuer, et à partir de laquelle l'amplitude des déformations internes commence à augmenter rapidement, traduisant une dégradation progressive du matériau avec l'augmentation de la température.

Perspectives :

Il serait souhaitable de prolonger cette étude par quelques perspectives notamment :

- ❖ En formulant un béton B-SS-GB (Sable de rivière et gravier de basalte) et en faisant une analyse comparée avec les autres bétons pour voir s'il serait judicieux d'utiliser uniquement les sables concassés et graviers concassés (B-SB-GB et B-SG-GG) afin de réduire la vitesse d'épuisement des sables de rivière.
- ❖ Etendre les analyses à d'autres natures minéralogiques des granulats (granite)
- ❖ En faisant une modélisation un peu plus complète de type thermo-hydro-mécanique.
- ❖ En faisant une analyse comparée de durabilité (aux attaques chimiques et à la carbonatation) de bétons soumis à une température élevée et refroidis.

Liste des publications de la thèse

- Publication d'un article dans une revue internationale.

TIEGOUM WEMBE Japhet., Ngueyep, L. L. M., Moukete, E. E. A., Eslami, J., Ndjaka, J. M. B., & Noumowe, A. (2023). Physical, mechanical properties and microstructure of concretes made with natural and crushed aggregates: Application in building construction. *Cleaner Materials*, 100173. <https://doi.org/10.1016/j.clema.2023.100173>

- Participation à l'AUGC 2022. Présentation de l'article intitulé “ **Effet du sable de rivière sur le comportement à haute température du béton de gneiss**” en cours de publication dans la revue le site de AJCE.

https://rugc2022.sciencesconf.org/data/pages/Actes_RUGC_2022_V1.1.pdf

Références bibliographiques

Abaqus 6.11., "Abaqus Documentation", <http://130.149.89.49:2080/v6.11/index.html> (July 16, 2020)

Abhishek, H. S., et al. "Fresh mechanical and durability properties of alkali-activated fly ash-slag concrete: a review." *Innovative Infrastructure Solutions* 7.1 (2022): 1-14.

Adewuyi, Adekunle P. et Lentswe, Leungo C. *Experimental Verification Of Numerical Models On The Structural Behaviour Of Concretes At Elevated Temperatures. Journal of Multidisciplinary Engineering Science Studies (JMESS) ISSN: 2458-925X Vol. 7 Issue 12, December - 2021*

AFNOR, Commission de normalisation. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. Partie 1-2 : Règles générales/Calcul du comportement au feu. Afnor édition, 2005.

AFNOR, NF EN 12390-3, Essai pour béton durci – Partie 3: Résistance en compression des éprouvettes, Indice de classement: P 18-455, Février 2003.

Alarcon-Ruiz L., Galle C., Massieu E., *Analyse de l'évolution de la porosité des pâtes de ciment à haute température, Matériaux* 2002.

Alarcon-Ruiz, L., Platret, G., Massieu, E., Ehrlacher, A., *The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste, Cement and Concrete Research, Vol. 35, 2005, pp. 609-613.*

Alonso C., Andrade C., Castellote M., Khoury G.A., *Microstructure – Solid Phases, Course on Effect of Heat on Concrete, International Centre for Mechanical Sciences (CISM), Udine, Italy, 9-13 June 2003*

Alstadt, K. N., Katti, D. R. & Katti, K. S. *An in situ FTIR step-scan photoacoustic investigation of kerogen and minerals in oil shale. Spectrochim. Acta. A. Mol. Biomol. Spectrosc. 89, 105–113 (2012)*

Anderberg Y. "Spalling phenomena of HPC and OC", *International Workshop of Fire Performance of High Strength Concrete, Gaithersburg, Maryland, p. 69-73, 1997.*

Arioz O. *Effects of elevated temperatures on properties of concrete. Fire Safety Journal* 2007; 42:516522.

Arupfire. "HSE: Fire resistance of concrete enclosures - Work Package 1: data collection - Work Package 2: spalling categories", *0001 Report Work Package 1 and 2, London, 2005.*

B.Georgali, P.E TSakiridis, *Microstructure of fire damaged Concrete. A case study. Cement and concrete composites*, 27(2005) 255-259.

Baroghel-Bouny V., *caractérisation des pâtes de ciment et des bétons, méthode, analyse, interprétation. LCPC*, 1994.

Bažant Z.P. and Kaplan M.F. *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models. Longman, © longman group limited edition*, 1996.

Bazant, Z. P., Xiang, Y., Prat, P. C. *Microplane model for concrete. I: Stress-strain boundaries and finite strain. Journal of Engineering Mechanics*, 122(3), 245-254, (1996).

Bazine, Abdelmadjid, and Mohamed Salah Ferah. *Elaboration par sol-gel et caractérisation d'oxyde métallique (type: α -Fe₂O₃) aux propriétés photocatalytiques. Diss. Université Frères Mentouri-Constantine 1*, 2017.

Bernhart D. *The effect of support conditions on the fire resistance of a reinforced concrete beam.* (2004).

Bessoles, Bernard et Lasserre, M. *Le complexe de base du Cameroun. Bulletin de la Société Géologique de France*, 1977, vol. 7, no 5, p. 1085-1092.

Bettelini M., Neuenschwander H., Henke A., Gagliardi M. et Steiner W. *The fire in the St Gotthard Tunnel of October 24, 2001. International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF). Boras, Sweden, Haukur Ingason*, (2003).

Bhanja, S. et Sengupta, B. *Modified water–cement ratio law for silica fume concretes. Cement and Concrete Research*, 2003, vol. 33, no 3, p. 447-450.

Billard Y., *Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton, Thèse de doctorat, INSA de Lyon*, 2003.

Bissonnette, B., Pigeon, M., 1995. *Tensile creep at early ages of ordinary silica fume and fibre reinforced concretes. Cem. Concr. Res.* 25 (5), 1075–1085

Bolina F.L., *Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado, São Leopoldo*, 2016. Thesis (Master). Curso de Arquitetura, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, 180p.

Boussinesq, Joseph. "Sur les vibrations longitudinales que produit, dans une barre élastique, la variation de ses températures." *Annales scientifiques de l'École Normale Supérieure*. Vol. 28. (1911).

Carpenter, Michael A., et al. "Calibration of excess thermodynamic properties and elastic constant variations associated with the alpha \leftrightarrow beta phase transition in quartz." *American mineralogist* 83.1-2 (1998): 2-22.

Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Tirillas, X., Campo, J., *Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction, Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 1633-1644, 2004.*

Chan S. Y. N., Peng G.-F., Chan J. K. W., *Comparison between high strength concrete and normal strength concrete subjected to high temperature, Materials and Structures, Vol. 29, pp. 616-619, 1996.*

Cheng F-P., Kodur V. K. R., Wang T-C, *Stress-strain curves for high strength concrete at elevated temperatures, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 16, No. 1, pp. 84-94, 2004.*

Chi, J. M., Huang, Ran, Yang, Chung-Chia, et al. *Effect of aggregate properties on the strength and stiffness of lightweight concrete. Cement and Concrete Composites, 2003, vol. 25, no 2, p. 197-205.*

Choinska M., *Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure, Thèse de DOCTORAT, L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, 2006.*

Consolazio G. R., Mcvay M. C. et Rish J. W. "Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature", *International Workshop of Fire Performance of High Strength Concrete, Gaithersburg, Maryland, p. 125-148, 1997.*

Costa K. O. B., Xavier G. C., Marvila M. T., Alexandre J., Azevedo A. R. G. & Monteiro S. N. *Influence of high temperatures on physical properties and microstructure of gneiss. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 80(9), 7069-7081. (2021).*

Coulouvrat F., Ganjehi L., Marchiano R., Thomas J. L. *Simulation numérique et expérimentale de la propagation non linéaire des ondes acoustiques en milieu hétérogène, Grenoble, 18ème Congrès Français de Mécanique, p. 1-6, 2007.*

De Assis, Lahis Souza, Dal Sasso, Matheus Fernandes, Farage, Michèle Cristina Resende, et al. *Numerical analysis of mechanical damage on concrete under high temperatures. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2021, vol. 15.*

Delga, Amaud, LEVY, Michel, DUCROCQ, Fabrice, et al. Tunnel sous la Manche: incendie du 11 septembre 2008: Diagnostic des dommages du Génie Civil. Tunnels et espace souterrain, 2010, no 217, p. 17-26.

Demange, Michel. Les textures des roches cristallines: aspects microscopiques. Presses des MINES, 2011.

Diamond S., The microstructure of cement paste in concrete, in proceeding of the 8th international congress on the chemistry of cement, Rio de Janeiro, Brasil, 1 (1986) 122-147.

Dias W.P.S, Khoury G.A, Sullivan P. J. E: Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C. ACI materials journal, title n°87-M18, 1990.

Diederichs U., Jumppanen U. M. et Penttala V. "Behaviour of high strength concrete at high temperatures", Report n°92, Helsinki, University of Technology, Department of structural engineering, 1989.

Djaknoun, Samira. "Modélisation numérique du comportement thermomécanique d'un béton de référence soumis à des conditions d'incendie." CFM 2015-22ème Congrès Français de Mécanique. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie, 2015.

Dreux G., festa J. (1998) ; Nouveau guide du béton et ses constituants, éditions Eyrolles ; Paris, 409 p.

Dreux, Georges, and Jean Festa. Nouveau guide du béton: composants et propriétés, composition et dosage, fabrication, transport et mise en oeuvre, contrôle et normalisation. Eyrolles, 1995.

Dubrawski J. V. The effect of particle size on the determination of quartz by differential scanning calorimetry. *Thermochimica Acta*, 120(0), 257-260, 1987.
Doi : [http://dx.doi.org/10.1016/0040-6031\(87\)80223-X](http://dx.doi.org/10.1016/0040-6031(87)80223-X)

Dupont, Pierre, Aussedat, Georges, Descantes, Yannick, et al. Granulats. Origines et caractéristiques. 2007.

Eurocode 2 ; EN, BS. "1-2: 2004—Design of concrete structures—General rules—Structural fire design." British Standard Institute, London, UK (1992).

International Organization for Standardization (ISO). "ISO 834-1: 1999 (R2015)-Fire-Resistance Tests-Elements of Building Construction-Part 1: General Requirements." (2015).

Elat Emmanuel et al. "Microstructure and Mechanical Behavior of Concrete Based on Crushed Sand Combined with Alluvial Sand." Civil Eng 1.3 (2020): 181-197.

Fares H., Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée, Ph. D. thesis, Université de Cergy-Pontoise(2009).

Feldman R.F. and Serada P.J., A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, Constructions and Building Materials, 1(1968) 509–519.

Felicetti R., Gambarova P. G., On the Residual Tensile Properties of High-Performance Siliceous Concrete Exposed to High Temperature ,Proc. Int. Workshop on Mechanics of Quasi-Brittle Materials and Structures, Prague, Czech Rep., 1999 pp. 167-186.

Felicetti, R. Assessment of the equivalent thermal diffusivity for fire analysis of concrete structures. fib task group 4.3 workshop "Fire design on concrete structures – from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal. 2007.

Foldvari M, Handbook of thermogravimetric system of minerals and its use in geological practice : Geological Institute of Hungary (=Magyar allami Foldtani intezet), 2011.

Fourier J. Théorie analytique de la chaleur. Firmin didot, père et fils édition, 1822.

Gabet T., Malecot Y., Daudeville L., “Triaxial behavior of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit states”, Cement and Concrete Research, vol. 38, n° 3, p. 403-412, 2008.

Gallé C., Pin M., Ranc G., Rodrigues S., Effect of the heating rate on residual thermo-hydro-mechanical properties of a high-strength concrete in the context of nuclear waste storage, The 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17) Prague, Czech Republic, Paper # H01-1, August 17 –22, 2003.

Gambarova P. G. Special issues in materials testing. Course on effect of heat on concrete. Udine, Italy. 2003.

Gautam, Bishnu P., and Daman K. Panesar. "The effect of elevated conditioning temperature on the ASR expansion, cracking and properties of reactive Spratt aggregate concrete." Construction and Building Materials 140, 310-320, (2017).

Gawin D., Majorana C. E., and Schrefler B. A., Numerical analysis of hydro-thermal behavior and damage of concrete at high temperature, Mechanics of Cohesive Frictional Materials, 4(1999) 37–74.

Guenot-Delahie I., « Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton ». Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1997.

Guo Z., Shi X., *Experiment and calculation of Reinforced Concrete at Elevated Temperatures* Waltham: Butter worth Heinemann, 1ed, 2011, 311p.

Gustafsson S. E. and Log, T., "Transient plane source (TPS) technique for measuring thermal transport properties of building materials." *Fire and materials* 19.1 (1995): 43-49.

Gustafsson, Silas E. "Transient plane source techniques for thermal conductivity and thermal diffusivity measurements of solid materials." *Review of scientific instruments* 62.3 (1991): 797-804.

Haack, A. *Catastrophic Tunnel Fires - What have we learnt? International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF)*. Boras, Sweden, Haukur Ingason, (2003).

Hachemi S., and Ounis, A. *The influence of sand nature on the residual physical and mechanical properties of concrete after exposure to elevated temperature*. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(8), 1003-1018, 2019.

Hachemi S., et Ounis A. *Performance of concrete containing crushed brick aggregate exposed to different fire temperatures*. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 19, no 7, p. 805-824, 2015.

Hager G. I., *Comportement à haute température des bétons à haute performance – Evolution des principales propriétés mécaniques*, Thèse de Doctorat, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie, 2004.

Hager I., et Pimienta P., *Mechanical properties of hpc at high temperature*. fib task group 4.3, fire design of concrete structures, Rapport de recherche (2004).

Hager I., Pimienta P., *Etude de la déformation thermique transitoire des bétons à haute performance (BHP)*, XXIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, Ville & Génie Civil, 2004.

Kanema T. M., *Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons*, Thèse de Doctorat, Université de Cergy-Pontoise, 2007.

Hager, I. *Behaviour of cement concrete at high temperature*. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, 61(2013) 1–10

Hager, Izabela, et al. "The influence of aggregate type on the physical and mechanical properties of high-performance concrete subjected to high temperature." *Fire and materials* 40.5 (2016): 668-682.

Harmathy T. Z. *Thermal properties of concrete at elevated temperatures.* *Journal of Materials*, 5:47–74, 1970.

Hertz K. D. "Limits of spalling of fire-exposed concrete", *Fire Safety Journal*, vol. 38, n°2, p. 103-116, 2003. high temperature, *Matér. Constr.*, vol. 17, no 4, p. 291-296, juill. 1984, doi: 10.1007/BF02479085.

Homand-Etienne F., *Comportement mécanique des roches en fonction de la température*, Sciences de la terre, Série «Mémoires», 261 pages, n°46, 1986.

Hossain K. M. A., high strength blended cement concrete incorporating volcanic ash: performance at high temperatures. *Cement & concrete composite*, Vol. 28, 2006, p. 535-545.

Hot Disk, A. B. "Hot Disk Thermal Constants Analyser-Instruction Manual." Hot Disk AB: Uppsala, Sweden (2014).

Inserra C., Biwa S., Chen Y. Nonlinear ultrasonics characterization of thermally damaged Westerly granite. *Japanese Journal of Applied Physics* 2009; 48(7). <http://dx.doi.org/10.1143/JJAP.48.07GD03>. 07GD03.

Jahren P. A. "Fire Resistance of High Strength/Dense Concrete With Particular Reference to the Use of Condensed Silica Fume-A Review", Report n°SP 114-50, Trondheim, Norway, 1989.

Kalifa P., Menneteau F.-D. et Quenard D. "Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures", *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n°12, p. 1915-1927, 2000.

Kallel, Hatem, et al. "Modélisation numérique de l'écaillage du béton au cours d'un incendie." *Academic Journal of Civil Engineering* 36.1 (2018): 362-365.

Kanema M. "Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons", *Thèse de Doctorat, Génie civil, Université de Cergy-Pontoise*, 2007.

Kanema M., Noumowe A., Gallias J.-L., Cabrillac R., Influence des paramètres de formulation et microstructuraux sur le comportement à haute température des bétons, *XXIIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil – Risque & Environnement*, 2005

Kanema M., Pliya P., Noumouwe A., Gallias J. "Spalling, Thermal, and Hydrous Behavior of Ordinary and High-Strength Concrete Subjected to Elevated Temperature", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, n°7, p. 921-930, 2011.

Kanema M., Pliya P., Noumowé A. et Gallias J. "Spalling, Thermal, and Hydrous Behavior of Ordinary and High-Strength Concrete Subjected to Elevated Temperature", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, n°7, p. 921-930, 2011.

Ke, Y., Beaucour, A. L., Ortola, S., et al. *Comportement mécanique des bétons de granulats légers ; étude expérimentale et modélisation. XXIV^{ème} Rencontres du Génie Civil et Urbain, Construire : les nouveaux défis, (2006).*

Ke, Y., Beaucour, A. L., ortola, Sophie et al. *Influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates on the mechanical properties of concrete. Construction and Building Materials*, 2009, vol. 23, no 8, p. 2821-2828.

Ke, Y., et al. "Micro-stress analysis and identification of lightweight aggregate's failure strength by micromechanical modeling." *Mechanics of Materials* 68 (2014): 176-192.

Khan, M. R., Seshadri, K. S. & Kowalski, T. E. *Comparative study on the compositional characteristics of pyrolysis liquids derived from coal, oil shale, tar sand, and heavy residue. Energy Fuels* 3, 412–420 (1989).

Khoury G. A. *Effect of fire on concrete and concrete structure, Progress in structural Engineering and Materials*, 4 (2000) 429-447.

Khoury G. A. "Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment", *Magazine of Concrete Research*, vol. 44, n°161, p. 291-309, 1992.

Khoury G. A. "Strain components of nuclear-reactor-type concretes during first heat cycle", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 156, n°1-2, p. 313-321, 1995.

Khoury G., Majorana C., *Thermo-Hydral behaviour, Course on Effect of Heat on Concrete, International Centre for Mechanical Sciences (CISM), Udine, Italy, 9-13 June 2003.*

Khoury, G.A. *Effect of fire on concrete and concrete structures. Progress in Structural Engineering and Materials*, 2 (2000) 429–447.

Klinkenberg, L. J. "The permeability of porous media to liquids and gases." *Am. Petrol. Inst., Drilling and Production Practice* 2 (1941): 200-213.

Kodur V. K. R, Wang T. C., Cheng F.P., *Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns. Cement & concrete composites. Vol. 26, 2004, p. 141-143.*

Kollek, J. J. "The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation." *Materials and structures* 22.3 (1989): 225-230.

Kumar Molugaram, , Jaya S. Shanker, and Adepu Ramesh. "A study on influence of shape of aggregate on strength and quality of concrete for buildings and pavements." *Advanced materials research*. Vol. 941. Trans Tech Publications Ltd, 2014.

Lamour, V., Moranville, M., Chaignon, J., *Effect of low volume polypropylene fibres on early age cracking of concrete.* In: *ConMat'05 – 3rd International Conference on Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications.* Vancouver, Canada, 2006.

Langevin, Hubert, et al. "Évaluation du potentiel géothermique des îles-de-la-Madeleine: propriétés thermiques et hydrauliques des unités géologiques." (2019).

Lekhnitskii, S.G. *Theory of elasticity an isotropic body,* Holden day inc. Serres in mathematical physics, San Francisco (1963).

Li M., Qian C. et Sun W. "Mechanical properties of high-strength concrete after fire", *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n°6, p. 1001-1005, 2004.

Lie T.T., Kodur V.K.R., *Thermal Properties of Fibre-Reinforced Concrete at Elevated Temperatures,* Conseil national de recherches Canada, Internal Report No. 683, 1995.

Makani, Abdelkadir. *Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différé des bétons.* 2011. Thèse de doctorat. Toulouse, INSA.

Malachanne, E., Sassine, R., Garcia-Diaz, E. *A finite element model for the prediction of young's modulus and compressive strength of lightweight concrete.* In *11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM)/5th European Conference on Computational Mechanics (ECCM)/6th European Conference on Computational Fluid Dynamics (ECFD)* (2014), pp. 2781-2792.

Mambou L. L. N., Ndop J., et Ndjaka J. B. *Modeling and numerical analysis of granite rock specimen under mechanical loading and fire.* *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, (2015), vol. 7, no 1, p. 101-108.

Mambou Nguéyep Luc Leroy, Foguieng Wembe Marius, et Ngapgue François. *Experimental and Theoretical Investigations of Hard Rocks at High Temperature: Applications in Civil Engineering.* *Advances in Civil Engineering*, 2021, vol. 2021.

Marius, F. W., Luc Leroy, M. N., François, N. *Modeling and numerical analysis in 3D of anisotropic and nonlinear mechanical behavior of tournemire argillite under high temperatures and dynamic loading. The Scientific World Journal, (2020).*

Mazars J. *“Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure”, Ph.D. dissertation, Univ. Pierre and Marie Curie, Paris, France, 1984.*

McKeown, David A. *"Raman spectroscopy and vibrational analyses of albite: From 25 C through the melting temperature." American Mineralogist 90.10 (2005): 1506-1517.*

Mindeguia J.-C. *"Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons.", Thèse de Doctorat, Génie Civil, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2009.*

Molay, T. G. G., Leroy, M. N. L., Fidele, T., Franck, H. G., Bienvenu, N. J. M. *Mechanical and physical performances of concretes made from crushed sands of different geological nature subjected to high temperatures. Engineering Science and Technology, an International Journal, 22(4), (2019), 1116-1124.*

Moranville-Regourd M. *Microstructure des bétons à hautes performances. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1990.*

Moukete, Emmanuel Elat Assoua. *Formulation, microstructure, durabilité et comportement mécanique du béton à base de sable de carrière combiné au sable alluvionnaire. 2021.*

Mounajed G., *« Exploitation du nouveau modèle Béton Numérique dans Symphonie : Concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des BHP et simulation de l’endommagement thermique » Cahiers du CSTB, n° 3421, 2002*

Mounajed, Ghassan, et al. *"Endommagement des bétons à haute température: Modélisation de la déformation thermique sous charge." Revue européenne de génie civil 9.9-10 (2005): 1177-1190.*

Mouret M., Bascoul A., Escadeillas G., *Microstructural features of concrete in relation to initial temperature-SEM and ESEM characterization. Cement and concrete research, vol. 29, 1999, p. 369-375.*

Müller, Christian Menno, et al. *"Infrared attenuated total reflectance spectroscopy: an innovative strategy for analyzing mineral components in energy relevant systems." Scientific reports 4.1 (2014): 1-11.*

Naar, Raphaëlle. Modélisation du comportement mécanique du béton par approche multi-physique (couplage chimie-mécanique): application à la réaction alcali-silice. Thèse de doctorat. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2009.

Nahhas Al, F. "Comportement Thermo-Mécanique Des Murs En Maçonnerie de Blocks Creux en Béton Sous L'action D'un Feu Conventionnel." Thèse de doctorat, Université de Marne-La-Vallée, (2004).

Ndoukouo A.N., Noubissie, A., Wafo, P. On the dynamics of fire exposed steel beam under mechanical load. J Constr Steel Res 67:1864-1871, (2011).

Netinger I, Kesegic I, Guljas I. The effect of high temperatures on the mechanical properties of concrete made with different types of aggregates. Fire Safety Journal 2011; 46:425–430.

Neville A. M., Properties of concrete, 3rd ed. UK: Longman House, 1993.

Nguyen V. T., "Comportement des bétons ordinaire et à hautes performances soumis à haute température : application à des éprouvettes de grandes dimensions", Doctoral Thesis, Université de Cergy Pontoise, France, 2013.

Nguyen, Dung, Lawrence, Claire, LA Borderie, Christian, et al. A mesoscopic model for a better understanding of the transition from diffuse damage to localized damage. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2010, vol. 14, no 6-7, p. 751-776.

Noumowé A. "Effet de hautes températures (20-600 °C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances", Thèse de Doctorat, Génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1995.

Noumowe A. N., Clastres P., Debicki Costaz G. J. L., Thermal stresses and water vapor pressure of high performance concrete at high temperature, Proceedings, 4th International symposium on utilization of High-strength/High Performance Concrete, Paris France, 1996.

Noumowe A. N., Siddique R., Debicki G., Permeability of high performance concrete subjected to elevated temperature (600°C), Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 1855–1861, 2009.

Noumowé A., Ranc G., Hochet C., Moisture Migration and Thermo mechanical behaviour of Concrete at High Temperature up to 310°C, The 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17) Prague, Czech Republic, Paper # H01-3, August 17–22, 2003.

Noumowé, A. Etude de bétons à haute résistance soumis à des températures élevées (200° C) Gradient thermique et comportement mécanique. Revue française de génie civil, (2003), 7(10), 1289-1298.

Nubissie, A., Ndoukouo, N. A., Woafu, P. Dynamical Behavior of a wooden beam under mechanical loading and fire. Mater Design (2010).

Nzenti, J. P. Neoproterozoic alkaline meta-igneous rocks from the Pan-African North Equatorial Fold Belt (Yaounde, Cameroon): biotite and magnetite rich pyroxenites. Journal of African Earth Sciences, 1998, vol. 26, no 1, p. 37-47.

Phan L. T. et Carino N. J. "Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures", Report NISTIR 6726, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 2001.

Piasta, J., Z. Sawicz, and L. Rudzinski. "Changes in the structure of hardened cement paste due to high temperature." Matériaux et Construction 17.4 (1984): 291-296.

Pijaudier-Cabot, G., Bazant, Z.P., Nonlocal damage theory. J. Eng. Mech. ASCE 113, 1512–1533, 1987.

Pimienta P., Hager I., Mechanical behaviour of HPC at high temperature, 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete, Leipzig, Germany, 2002.

Pliya Amen prosper Bidossessi. Contribution des fibres de polypropylène et métalliques à l'amélioration du comportement du béton soumis à une température élevée. Diss. Cergy-Pontoise, 2010.

Pundir S., Adlakha V., Kumar S., Singhal S., Sen K., Petrology, geochemistry and geochronology of granites and granite gneisses in the SE Karakoram, India: record of subduction-related and pre- to syn-kinematic magmatism in the Karakoram Fault Zone, Mineral. Petrol. 114 (5), 413–434, 2020.

Rahmouni, Z. E. A., &Hadjab, H. Effects of Elevated Temperature and Storage Mode on High Performance Concrete Behavior. Journal of Materials Science and Engineering. A, 3(4A), 243, 2013.

Rao Q. H., Wang Z, Xie HF, Xie Q. Experimental study of mechanical properties of sandstone at high temperature. Journal of Central South University of Technology; 14(1):478e83, 2007.

Razafinjato Niry, *Comportement à haute température des granulats naturels siliceux et calcaires et leur influence sur celui du béton*, Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France, Mai 2016.

Razafinjato, R. N., Beaucour, A. L., Hebert, R. L., Ledesert, B., Bodet, R., & Noumowe, A. High temperature behaviour of a wide petrographic range of siliceous and calcareous aggregates for concretes. *Construction and Building Materials*, (2016), 123, 261-273.

Razafinjato, Rijaniaina Niry. *Comportement des bétons à haute température: influence de la nature du granulat*. 2015. Thèse de doctorat. Université de Cergy Pontoise.

Recommendation of RILEM TC 200-HTC: Mechanical concrete properties at high temperatures - modelling and application, *Materials and Structures*, Vol. 40, 2007, pp. 449–458

Regourd M., *Le béton hydraulique, chapitre L'eau* ». Presse de L'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, Paris, 1982, PP 59-68.

Resal, J. "Théorie des vibrations transversales d'une barre élastique." *Revue de Métallurgie* 8.5 (1911): 346-366.

Robert F., Colina H. et Debicki G. "La durabilité des bétons face aux incendies", Paris, Ed. Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, 2008.

Robert F., H. Colina, *The influence of aggregates on the mechanical characteristics of concrete exposed to fire*, *Magazine of Concrete Research* 61 (2009) 311-321.

Romagnosi, Susanna, Pliya, Prosper, Beaucour, Anne-Lise, et al. *Influence des granulats recyclés sur le comportement à haute température des bétons à hautes performances*. *Academic Journal of Civil Engineering*, 2019, vol. 37, no 1, p. 27-30.

Romagnosi, Susanna. *Influence des granulats recyclés sur le comportement à haute température des bétons*. Diss. CY Cergy Paris Université, 2021.

Roufael, G., Eslami, J., Beaucour, A. L., Hoxha, D., Noumowe, A. *Influence des granulats légers sur le comportement à haute température des bétons de structure*. *Academic Journal of Civil Engineering*, 36(1), (2018), 237-240.

Roufael, Georges, Eslami, Javad, Beaucour, Anne-Lise, et al. *Influence des granulats légers sur le comportement à haute température des bétons de structure*. *Academic Journal of Civil Engineering*, 2018, vol. 36, no 1, p. 237-240.

Roufael, Georges. *Stabilité des bétons de granulats légers à haute température: Approches expérimentale et numérique.* Diss. CY Cergy Paris Université, 2020.

Sabeur, Hassen. *Étude du comportement du béton à hautes températures: une nouvelle approche thermo-hydro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire.* Diss. Université de Marne-la-Vallée, 2006.

Saikia, Bhaskar J., Gopalaswami Parthasarathy, and N. C. Sarmah. "Fourier transform infrared spectroscopic estimation of crystallinity in SiO₂ based rocks." *Bulletin of Materials Science* 31.5 (2008): 775-779.

Sanahuja J., Dormieux L., Le Pape Y., *Modélisation micro-macro du fluage propre du béton.* In : *Congrès français de mécanique. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie, (2009).*

Sancak, Emre, Sari, Y. Dursun, et Simsek, Osman. *Effects of elevated temperature on compressive strength and weight loss of the light-weight concrete with silica fume and superplasticizer.* *Cement and Concrete Composites*, 2008, vol. 30, no 8, p. 715-721.

Savva, A., Manita, P., et Sideris, K. K. *Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates.* *Cement and Concrete Composites*, 2005, vol. 27, no 2, p. 239-248.

Schneider U., Diederichs U. et Ehm C. "Effect of temperature on steel and concrete for PCRV's", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 67, n°2, p. 245-258, 1982.

Schneider U., *Repairability of Fire Damaged structures,* *Fire Safety journal* 16 251-336, (1990).

Schomburg J. & Zwahr H. *Thermal differential diagnosis of mica mineral group.* *Journal of thermal analysis*, 48(1), 135-139, 1997. doi : 10.1007/BF01978972

Seputro J. *Effect of support conditions on steel beams exposed to fire.* MS Thesis. Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering, University of Canterbury; (2001).

Smykatz-Kloss W. *Application of differential thermal analysis*, 23(1-2), 15-44, 1982. doi :10.1007/BF01908484

Snyder, R. W., Painter, P. C. & Cronauer, D. C. *Development of FT-ir procedures for the characterization of oil shale.* *Fuel* 62, 1205–1214 (1983).

Sojien, Taylor Moise, et al. "Geochemical and Petrographical Evolution of the Weathering Mantle Derived from Basalt in Bangam Locality (West-Cameroon): Implication in the Bauxitisation Process."

Sosna K. Laboratory determination of the mechanical properties of granite rock. Prague, Czech Republic: ARCADIS Geotechnika Inc.; (2012).

Stasa, Frank L. Applied finite element analysis for engineers. Harcourt College Pub, 1985.

Su, K., and Ph Weber. "Détermination des caractéristiques thermiques des roches anisotropes par une méthode de choc thermique." Revue Française de Géotechnique 55 (1991): 63-74.

Takarli M, Prince W. Temperature effects on physical properties and mechanical behavior of granite: experimental investigation of material damage. Journal of ASTM International; 5(3), 2008.

Tchapga Gnamsi Guy Molay, Mambou ngueyep Luc Leroy, and Ndjaka Jean-Marie Bienvenu. "Strength and Physico-Chemical Analysis of concrete Produced with a Mixture of Crushed Gneiss and Goldmining Waste as Coarse Aggregate."2018.

Tchapga Gnamsi, Guy Molay, et al. "Microstructure analysis of hydraulic concrete using crushed basalt, crushed gneiss and alluvial sand as fine aggregate." JMST Advances 2.2: 25-35, 2020.

Tolentino, Evandro, et al. "Effects of high temperature on the residual performance of Portland cement concretes." Materials research 5 (2002): 301-307.

Tiegoum Wembe Japhet, Mambou Ngueyep Luc Leroy, Elat Assoua Moukete Emmanuel, et al. Physical, mechanical properties and microstructure of concretes made with natural and crushed aggregates: Application in building construction. *Cleaner Materials*, (2023), p. 100173.

Uygunoğlu, Tayfun, and İlker Bekir Topçu. "Thermal expansion of self-consolidating normal and lightweight aggregate concrete at elevated temperature." Construction and Building Materials 23.9 (2009): 3063-3069.

Vaculikova, Lenka, et al. "Characterization and differentiation of kaolinites from selected Czech deposits using infrared spectroscopy and differential thermal analysis." (2011).

Vazquez, Patricia, et al. "Mineralogical transformations in granitoids during heating at fire-related temperatures." Applied Sciences 12.1 (2021): 188.

Venyite, Paul, et al. "Alkali-silica reactions in granite-based aggregates: The role of biotite and pyrite." *Construction and Building Materials* 320 (2022): 126259.

Venyite, Paul, Nemaleu, Juvenal Giogetti Deutou, Kaze, Rodrigue Cyriaque, et al. Alkali-silica reactions in granite-based aggregates: The role of biotite and pyrite. *Construction and Building Materials*, 2022, vol. 320, p. 126259.

Vial, Benjamin. Étude de résonateurs électromagnétiques ouverts par approche modale. Application au filtrage multispectral dans l'infrarouge. Diss. Ecole Centrale Marseille, 2013.

Vidana Pathiranagei, Savani, Ivan Gratchev, and Ran Kong. "Engineering properties of four different rocks after heat treatment." *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources* 7 (2021) : 1-21.

Voldoire, F., Markovic, D., Moulin, S., et al. Modélisation des ouvrages de génie civil en béton armé sous sollicitations sismiques. In : *Journée APS-AFPS sur la vulnérabilité sismique.* (2008).

Vosteen H.-D. and Schellschmidt R. 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, 2003.

Vulliet, Laurent, Laloui, Lyesse, et Zhao, Jian. *Mécanique des sols et des roches (TGC volume 18): Avec écoulements souterrains et transferts de chaleur.* PPUR Presses polytechniques, 2016.

Xiao JQ, Ding DX, Jiang FL et al (2010) Fatigue damage variable and evolution of rock subjected to cyclic loading. *Int J Rock Mech Min Sci* 47(3):461–468

Xing, Zhi. Influence de la nature minéralogique des granulats sur leur comportement et celui du béton à haute température. Diss. Université de Cergy Pontoise, 2011.

Xu Y, Wong Y.L, Poon C.S, Anson M, influence of PFA on cracking of concrete and cement paste after exposure to high temperature. *Cement & Concrete research*, Vol.33, 2003, p. 2009-2016.

Yaragal, Subhash, Narayan, KS Babu, Venkataramana, Katta, et al. Studies on normal strength concrete cubes subjected to elevated temperatures. *Journal of Structural Fire Engineering*, 2010.

Yaşar, Ergül, Erdoğan, Yasin, et Kiliç, Alaettin. *Effect of limestone aggregate type and water–cement ratio on concrete strength. Materials letters, 2004, vol. 58, no 5, p. 772-777.*

Yasuda K., Ono, et Otsuka T. "Fire protection for TBM shield tunnel lining." *Tunn. Undergr. Sp. Tech. 19(4-5): 317, (2004).*

Ye G., De Schutter G., Taerwe L., *Spalling behavior of small self-compacting concrete slabs under standard fire conditions, in: 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete SCC 2007, Proceedings Pro 54 (2007) 799–804.*

Ye G., Liu X., De Schutter G., Taerwe L., and Vandeveld P., *Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature, cement and concrete research,37(2007) 978-987.*

Yermak, N. *Comportement à hautes températures des bétons additionnés de fibres (Doctoral dissertation, Cergy-Pontoise), (2015).*

Zhang, D.; Li, K. *Concrete gas permeability from different methods: Correlation analysis. Cem. Concr. Compos.2019, 104, 103379.*

Zhang, Dongdong, and Kefei Li. "Concrete gas permeability from different methods: Correlation analysis." *Cement and Concrete Composites 104 (2019): 103379.*

Zhang, L., Mao, X., Lu, A. *Experimental study on the mechanical properties of rocks at high temperature. Science in China Series E: Technological Sciences, 52(3), 641-646, (2009).*

Živica, Vladimir. *Effects of the very low water/cement ratio. Construction and building materials, 2009, vol. 23, no 12, p. 3579-3582.*

Annexe 1. Récapitulatifs des travaux antérieurs

Sources	Type de sable et de bétons		Rc (MPa)	E/C	Geométries L (mm), D(mm)	Dosage ciment (Kg/m ³)	Type et diamètre des granulats	Vitesse de chauffage et Palier	Mode de conservation	Paliers de température	Observations	Affaissement	
Noumowe, 2003	Granulats légers de nature silico-calcaire	BO	48,5	0,43	Cylindriques 11 x 22 cm et 16 x 32 cm,	CPA CEMI 52,5 dosé à 350	8/20, 4/10, 0/5	1 °C/mn, 7 heures	Stockage dans une salle de conservation et test à 30 et 40 jours	100 et 200 °C	1,75 kg/m ³ de superplastifiant		
Savva, 2005	Naturel d'origine volcanique, terre de Milos (ME)	30 ME-S	31,3	0,6	150 x 150 x 150 mm Cubiques et 150 x 300 mm cylindriques.	CEM I 42,5N ciment+ matériau pozzolanique dosé à 210kg/m ³	Dmax= 31,5 mm	0,4 °C/min, 2h	20 ± 2 °C et 60 ± 5% humidité relative, test à 60 jours	100, 300, 600 et 750 °C	Pas de superplastifiant	25-70 mm	
	calcaire concassé et granulats siliceux.												
Arioz, 2007	CL 05	Calcaire broyé	52	0,5	Cubiques 70 x 70 x 70 mm	500	Diamètre =15 mm maximum	2 °C/min pendant 2 h	Cure= 28 jours et 6 jours et séché au four à 105 °C pendant 24 h.	200 to 1200 °C	Pas de superplastifiant		
	CL 06		44	0,6									
	RG 04	Siliceux broyé -Grave de rivière	52	0,4									
	RG 05		39	0,5									
Kanema, 2007	Sable siliceux	B325	38,6	0,62	Cylindriques 6x32 cm, 15x30 cm and 11x22 cm	CEM I 52,5, dosé 325	0/5, 5/10 mm, 10/20 mm	1 °C/min, 1h	Démoulé et stocker dans des bacs d'eau et test après 28 jours	150, 300, 450, 600 °C	Superplastifiant CIMFLUID 2002, 0	8-20 cm	
	gravier fin siliceux roulé	B350	48,8	0,55									350
	gravier siliceux semi-concassé	B400	53,8	0,44									400
		B450	59,9	0,36									450
		B500	72,1	0,29									500
										0,35			
											1,04		
											1,73		
											2,43		

Sancak, 2008	Bétons avec agrégats de poids normal (NWC)	N-0 -0	36,36	0,5 3	Spécimens prismatiques (100 x 100 x 500 mm)	386	0/4 mm; 4/8mm; 8/16mm; 4/16mm, Granulats concassés de Turquie	Capacité de chauffage de 2000 °C à une vitesse de 5 °C/min et refroidir à une vitesse de 2 °C/min	T= 20 ± 2 C et HR= 60 ± 5%, jusqu'à 90 jours.	100, 400, 800 et 1000°C	0% de silice et 0% de super plastifiant	5,50cm
		N-0 -2	55,08	0,4 5		386					super plastifiant (SP)=2%	7,70cm
	Bétons légers produits par Pumice	L-0-0	18,51	0,4 6		430						8,4 cm
		L-0-2	17,41	0,4 3		430					super plastifiant (SP)=2%	6,4 cm
Yaragal, 2010	M20	Roche concassée Fines et agrégats		0,5 6	Moules (150x150 x150 mm cubiques)	OPC= ciment Ordinaire portland ; 280	12/20 mm	2 °C/min, 2 heures	Recommandations IS codes (IS: 516-1959, IS: 5816-1999)	100 °C to 800 °C	Adjuvant réducteur d'eau de haute gamme.	
	M25			0,5 4		310						
	M30			0,4 4		358						
	M35			0,4 1		376						
	M40			0,3 8		422						
Pliya, 2010	sable et graviers semi concassés de type silico-calcaire	B0, C1	36,5	0,6 1	cylindriques 16 x 32 cm.	CEM I 52.5 N CE CP2 NF, 334	0,4, 4/22	1 °C/min	T=20 ± 2°C, HR= 50 ± 5%, jusqu'à essais 90 jours.	150°C, 300°C, 450°C et 600 °C.	0% super plastifiant	classe S4
		C2	46	0,4 5		Dosé à 400					0,64 kg/m ³ =super plastifiant	
		C3	70,2	0,3		CEM I 52.5 N CE CP2 dosé à 500					super plastifiant=1,55 kg/m ³	
Xing, (2011)	Rivière de Seine	NC-C, NC-S, NC-SC	38,1; 38,8; 35,9	0,6	Cylindriques (Ø16x32 cm and Ø11x22 cm	CEMI 52.5	(6,3/20 mm)	1 °C / min, 2h	Recommandations de la RILEM (T=20 °C, jusqu'à 90 jours)	300, 600 et 750 °C	super plastifiant: Extrait sec= 35,0%±1,7%	S4
	granulats siliceux	HPC-C, HPC-SC, HPC-S	76,3; 81,3; 72,8	0,3		(2/14 mm and 14/20 mm)						
	granulats concassés de calcaire					0/4 mm, 6,3/14 mm, 14/20 mm						

Netering (2011)	granulat de rivière	M1	46,9	0,5	Prismatique 4 x 4 x 16 cm cube	CEMI 52.5N, dosé à 450		1,5 h	T=20 ±2 pendant 28 jours et démoulée après 24H	(200, 400, 600, 800 et 1000 °C)	Pas d'ajout	
	agrégats de dolomite.	M6	45,9									
	Agrégat de briques concassées	M4	35,7									
Mindeguia, 2012	B40	8/12.5 Gravieres de calcaire	37	Ea u= 188 L	Disque de béton (diamètre 100 mm, épaisseur 10 mm) et dimensions 700 × 600 × 150 mm3	CEM II/1-LL 42.5 R PM-CP2 = 350	0/2; 8/12; 12,5/20; 4/20	3°C/min, 6 h		80, 150, 250, 300, 400, 600	1% Superplastifiant	
	B40 SC	12.5/20 Gravieres de calcaire	43								E/ C= 0,5 37	1,5
		4/20 (siliceux + calcaire) Gravieres										
		0/2 sable (siliceux)										
Nguyen et al. 2013	B1	Gravieres Silico-Calcaire	37	0,6 7	Moules cylindriques 60 x 60 cm	CEM I 52.5N CE CP2 NF (kg)=328	6,3-20 mm	0.1°C/min, 24 heures,	T= 20±5°C, pendant 75 jours	150°C, 300°C, 450°C et 600 °C.	0% Superplastifiant	
	B2	Sable Silico-Calcaire	73	0,3							CEM I 52.5N 500	0/4
Hachemi et al. (2014)	NCA gros agrégat naturel	Sable siliceux x NAC1	50	0,6	Cubiques 100mm x 100 mm x 100mm	329	0/5, 5/15, 15/25	3 °C/min et 1heure	Couvert avec de feuillets plastiques 20 ± 2 °C pendant 28 jours	20, 150, 250, 400, 600,900	Densité du superplastifiant= 1,04 ±0,015	
	RBA agrégat de brique recyclé (30%)	NAC2	60	0,4 2		475						
		NAC2	30	0,2 7		610						
	Sable siliceux lisse et arrondi provenant rivière	RBC1	50	0,6		329						
	Sable calcaire broyé	RBC2	60	0,4 2		475						
		RBC3	30	0,2 7		610						

Niry et al, (2015)	Calcaire noir	OC-N (O=Ordinaire)	45	0,6	Cylindriques 15Ø30 cm	CEM I 52,5; dosé à 360	0/4, 4/20	0,5 °C / min, 2h	90 jours selon la RILEM	300, 450, 600 ou 750 °C		S4
	Granite siliceuse	OC-G	40									
	Calcaire noir	HSC-N	85	0,3		CEM I 52,5; dosé à 500						
	Granite siliceux	HSC-G	81	0,3								
Adebakin et al, 2016	Granulats naturels et granites concassés	Granulats recyclés (RA et NA)	32,3	0,6	Cubiques 150mm x 150mm	Ciment Ordinaire Portland 42.5	12.5/ 20 mm, 19 mm	8h	Recommandations BS (12:1996)	50°C, 100°C, 200°C, 300°C, and 400°C	Pas d'ajout	65 mm
Hager, (2016)	Sable de quartz de lit de rivière	Béton d'agrégats de basalte	78,4	0,3	cylindriques (100 x 200 mm)	CEM1 42,5R, 482	0,2	0.5 °C/min	90 jours, température of 20 ± 5 °C, 50±5%, sacs plastiques	200, 400, 600, 800, 1000 °C	Super plastifiant=2,20	120 mm
		Béton de granulats de dolomite									Super plastifiant=2,20	130 mm
		Béton à granulats de granit									Super plastifiant=2,20	130 mm
		O-Agrégat de lit de rivière.									Super plastifiant=2,10	160 mm
Hachemi et al. (2017)	NSC	Siliceux (ss-c1)	26,38	0,6	18 Cubiques 100mm x 100 mm x 100mm	CPI CEMII/A 42,5R, dosé à 329	0/5, 5/15, 15/25	3 °C/min et 1heure	couvert avec de feuillets plastiques 20 ± 2 °C pendant 28 jours	20, 150, 250, 400, 600,900	Densité du super plastifiant=1,04 ±0,015	
	HSC	Siliceux (ss-c2)	49,43	0,42		475						
	HPC	Siliceux (ss-c3)	76,85	0,27		610						
	NSC	Calcaire cs-c1	35,16	0,6		329						
	HSC	Calcaire cs-c2	46,12	0,42		475						
	HPC	Calcaire cs-c3	56,27	0,27		610						
	Sable silico-	BR	45	0,45	cylindriques	CEM I 52.5N,		1°C/min, 2h	stockées dans des	150°C, 300°C,		70 mm

Roufael et al, (2018)	calcaire et granulats Calcaire noir				11Φ22 cm	Dosé à 426	0/4 mm, 4/8 mm, 4/10 mm		sacs en plastique et des chiffons humides pendant 90 jours.	450°C et 600°C	super plastifiant= 1kg	
Susanna et al, 2019	RAC (OR-OR; 30%R-30%R)	Granulats naturel calcaire (GN)	53,5; 61,4	0,4	Cylindriques 150x300 mm et 110x220 mm	CEM I 52,5=475	0/4; 4/10; 6,3/20	Vitesse de montée 1°C/min, refroidissement à 1°C/min	température de 20 ± 2°C jusqu'à la date d'utilisation (28 et 90 jours)	300, 450 et 600°C	0	S4 (16-20 cm)
	Bétons de granulats recyclés à hautes performances	sable naturel silico-calcaire (SN)										
		Granulats et sables recyclés (GR et SR)										
Tchapga et al, (2019)	Sable Sanaga + granulats de Gneiss	CAS	45,5	0,47	Tubes cylindriques Ø 16 x 32 cm	CEM II/A 42,5 R; dosé à 450	0/5 mm, 5/15mm, 15/25 mm	4 °C / min, 1h	T=20°C stockées dans des sacs en plastique et des chiffons humides pendant 90 jours.	300°C, 600°C, 900°C	Pas d'ajout	60 mm
	granulats Gneiss	CSG										
	Sable de basalte+ granulats de gneiss	CSB										
Ayman, 2020	Sable et gravier de rivière agrégats de Géorgie	C20	20	0,55	Cylindriques 10 x 20 cm	Ciment Ordinaire Portland de type (I)=334,6	Dmax=10 mm	Température contrôlé à l'aide d'un four	Maintien dans les sacs plastiques pendant 90 jours au moins après démoulage.	0; 21; 40; 121; 260°C	Cendre volantes =30kg/m³	127, 20mm
		C27	27	0,45								82,55mm

Adekunle, 2021	Sable concassé	Rapport de mélange de béton de (mix 1:1.76:2.42)	51,5	0,52	Cylindres de 150 mm x 300 mm et cubes	Ciment Portland ordinaire 52,5=418	4,75/19 mm	Chauffage pendant 45 minutes	durcies pendant 28 jours, puis séchées à l'air libre en laboratoire pendant 24 heures.	100, 200, 300 et 400 °C	Aucun superplastifiant	70 mm
	Granite concassé											
Pliya, 2021	Béton de granulats recyclés (RAC)	C-0R	48,4	0,6	Cylindriques 110 mm x 220 mm	Portland CEM I 52.5 R CE CP 2 NF	0/4, 4/10,	2 °C/min	Durci à température ambiante pour limiter l'eau interstitielle dans le béton de 7 à 28 jours. Après 28 jours laissés jusqu'à 90 jours.	150, 300 et 450 °C	Superplastifiant=0,3	160-200mm

Annexe 2.1 : Origines, choix et localisation des matières premières

Annexe 2.1.1 Origine et choix

Deux carrières ont été identifiées et retenus suivant les critères suivants :

- Leur position (géographique, située dans deux grandes ville et proche des grands projets. La carrière de GRACAM qui située à l'entrée de la ville de Yaoundé sur la nationale RN1 ayant servi entre autres pour la construction du stade Olembé. La carrière de Bamougoum ayant servi également entre autres à la construction du stade omnisport de Bafoussam et à l'entrée de la ville de Bafoussam sur la nationale n°6 pour la carrière de Bamougoum.
- Les quantités importantes de produits commercialisés sur le marché,
- Elle sert notamment les entreprises et les particuliers pour la construction des gros ouvrages.

Annexe 2.1.2 : Localisation de la zone de prélèvement

a) Carrière de Bamougoum

La figure 2.24 de l'annexe montre une vue aérienne sur Google Earth de la zone de prélèvement.

Les granulats de basalte ont été prélevés dans la localité de l'ouest, précisément dans la ville de Bamougoum du Cameroun située au 5° 29' 42.86" Nord, et 10° 21' 51.47" Est.

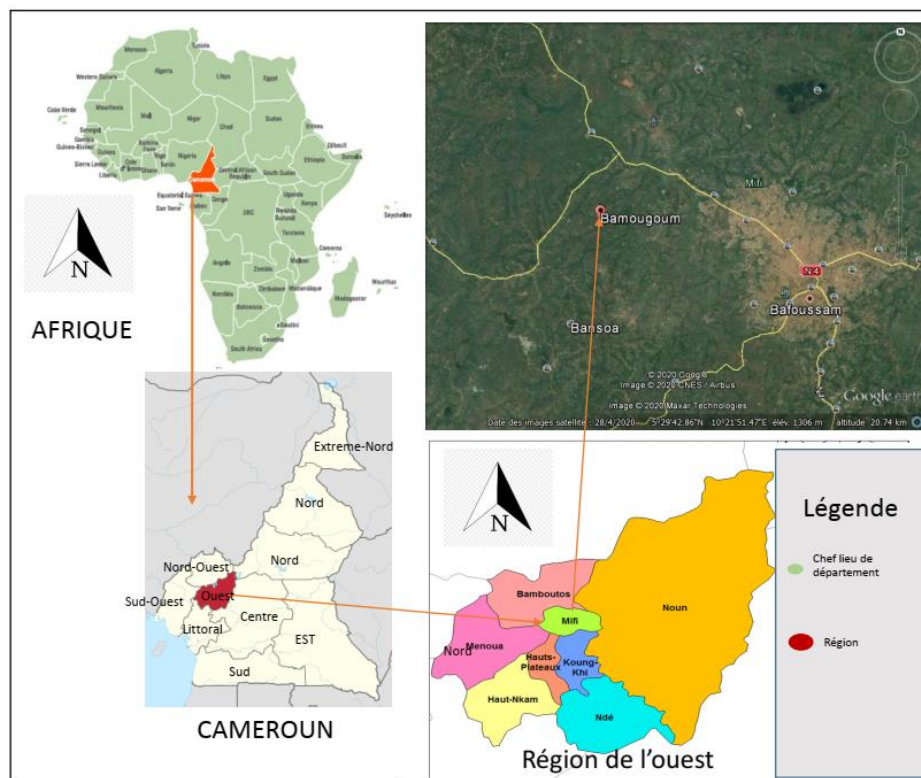
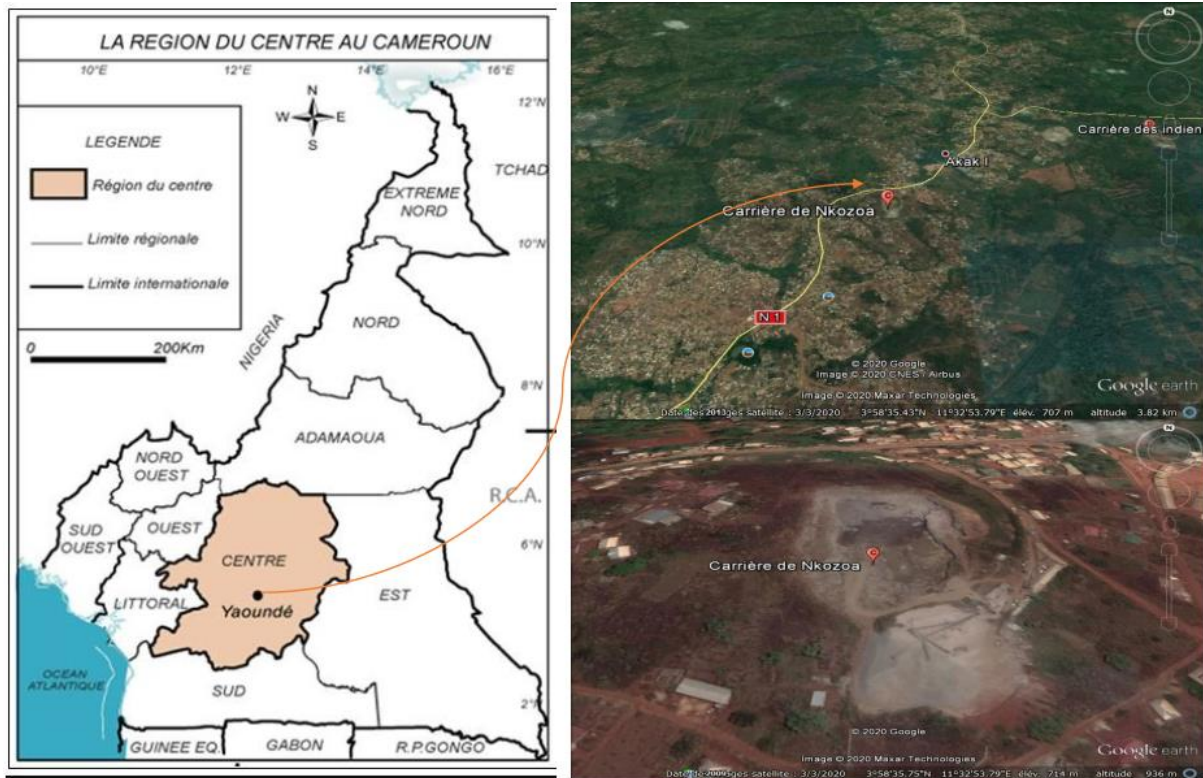


Figure 2.24 : Annexe 2.1.2 : Carte de localisation du site d'exploitation de Bamougoum

b) Carrière de GRACAM

En abrégé GRACAM (Société de Granulats du Cameroun) est une entreprise privée camerounaise située dans la localité de Nkozoa, au lieu-dit Nkolmekok-Nyom II, précisément dans la ville de Yaoundé au Cameroun située au $3^{\circ}58'35,43''$ Nord, et $11^{\circ}32'53,79''$ Est dans la région du centre; où elle exploite un gisement de gneiss.

La figure 2.25 de l'annexe montre une vue aérienne sur Google Earth de la zone de prélèvement.



*Figure 2.25: Annexe 2.1.2 : Carte de localisation du site d'exploitation de GRACAM
[3058'35,43''N11032'53.79''E]*

Annexe 2.2 : Fiche technique ciment Dangoté



Base Elf – Port Autonome
de Douala (PAD)
P.O Box 4839 – Bonanjo Base Elf
Tel: +237 699.717.182
Email:
dangotecameroon@dangote.com

TECHNICAL SPECIFICATIONS NC CEM III/ B-P 42.5R

COMPOSITION OF PORTLAND CEMENT IN CONFORMITY TO THE CAMEROONIAN STANDARDS NC 234: 2009-06

Main constituents Clinker (%) 65-79	Chemical characteristics: MgO (%) Sulphate content SO ₃ ≤ 5.0 Cl ≤ 3.5 ≤ 0.02
Secondary constituents: Pouzzolana (%) (%) Gypsum 21-35 ≤ 5%	Additives Grinding agent
Physical characteristics Powder Fineness (Cm ² /g) 3900-4000 Paste Initial setting time (min) ≥ 60 Expansion – (Soundness) (mm) ≤ 10	Mechanical characteristics Compressive strength MPa 2 days ≥ 20 28 days ≥ 42.5 ≤ 62.5

USES

Pre-cast re-inforced concrete, Flyovers, columns, beams, slabs, blocks, soil stabilization, reinforced walls, vaults, Marine Construction. Any work requiring quick setting, quick demoulding and high strength.

ADVANTAGES

Cement with low Alkalis, cement with low heat of hydration (LH).

RECOMMENDATIONS

Avoid under dosage and comply with the manufacturer's guide.

Mixing: avoid excess water. Mortars and concretes which are too wet have greatly reduced resistance and crack over time.

Note: Consider the aggregate moisture during the rainy season

Curing: do not demantle before 24h. Heat, wind, and sun can cause the formation of early cracks in mortars and concrete not protected against desiccation, especially in thin parts of concretes such as (salls, floors).

Protection during the first 48 hours is very important and may be provided by any appropriate means such as: curing of the product, watering either by spraying, use of rugs, etc.

Safety: Although it has no harmful effect on dry skin, care should be exercised by using waterproof or other suitable protective clothing when working with wet mortar due to its alkaline nature.

Avoid dry cement contact with the eyes, mouth and nose when mixing mortar. In case of direct contact of cement with any human part, wash off immediately and thoroughly with clean water.

Annexe 2.3: Caractérisation des propriétés physiques des granulats

Annexe 2.3.1 Sables

L'échantillon de sable est préparé selon la norme NF EN 933-1 La masse M de l'échantillon pour l'essai doit être supérieure à 0,2 D, avec M exprimée en kilogramme et D plus grande dimension spécifiée en millimètres.

Pour ce qui est de l'analyse granulométrique des sables, une masse de 1500g de chaque type de sable a été utilisée pour réaliser cet essai. Cette analyse a été effectuée au Laboratoire de Génie –Civil (LABOGENIE-Cameroun). Les pourcentages des refus et des passants des différents matériaux sont donnés dans le tableau 2.4 de cette annexe.

Tableau 2.4 : Annexe 2.3.1 : Granulométrie des différents sables

			Sable Sanaga (SS)		Sable Gneiss (SG)		Sable Basalte (SB)	
Module	Passoire (mm)	Tamis (mm)	Pourcentage		Pourcentage		Pourcentage	
			Refus	Tamisats	Refus	Tamisats	Refus	Tamisats
42	16,5	12,5						
41	12,5	10	0	100			0	100
40	10	8	0,11	99,89	0	100	0,23	99,77
39	8	6,3	0,30	99,70	0,57	99,43	0,23	99,77
38	6,3	5	0,93	99,07	8,22	91,78	1,54	98,46
35	3,15	2,5	3,41	96,59	24,56	75,44	24,78	75,22
32	1,6	1,25	13,69	86,31	39,71	60,29	39,89	60,11
29	0,8	0,63	40,12	59,88	52,02	47,98	51,82	48,18
26	0,4	0,315	80,35	19,65	64,24	35,76	74,85	25,15
23	0,2	0,16	97,30	2,70	76,19	23,81	89,89	10,11
20	0,1	0,08	99,41	0,59	85,77	14,23	94,34	5,66

Annexe 2.3.2: Gravillons et graviers de gneiss et de basalte

L'échantillon de gravier est préparé selon la norme NF EN 933-5 La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à 0,2 D, avec M exprimé en kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètres.

Les quantités utilisées pour l'analyse granulométrique sont : 3500 g (gravillons 5/15) ; 7500 g (graviers 15/25). Les pourcentages des refus et des passants des différents matériaux sont donnés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5: Annexe 2.3.2 : Granulométrie des granulats

			Granulats Gneiss				Granulats Basalte			
			Gravillons 5/15		Graviers 15/25		Gravillons 5/15		Graviers 15/25	
Module	Passoire (mm)	Tamis (mm)	Pourcentage		Pourcentage		Pourcentage		Pourcentage	
			Refus	Tamisats	Refus	Tamisats	Refus	Tamisats	Refus	Tamisats
50	100	80	0	100	0	100	0	100	0	100
49	80	63	0	100	0	100	0	100	0	100
48	63	50	0	100	0	100	0	100	0	100
47	50	40	0	100	0	100	0	100	0	100
46	40	31,5	0	100	0	100	0	100	0	100
45	31,5	25	0	100	2,17	97,83	0	100	2,21	97,79
44	25	20	0	100	57,5	42,5	0	100	57,46	42,54
43	20	16	4,13	95,87	96,83	3,17	4,06	95,94	89,22	10,78
42	16,5	12,5	31,67	68,33	99,39	0,61	31,74	68,26	94,89	5,11
41	12,5	10	56,15	43,85	99,45	0,55	56,12	43,88	96,69	3,31
40	10	8	72,21	27,79	99,49	0,51	72,24	27,76	99,44	0,56
39	8	6,3	86,7	13,3			85,6	14,4		
38	6,3	5	94,78	5,22			95,98	4,02		
35	3,15	2,5	96,73	3,27			96,63	3,37		
32	1,6	1,25								
29	0,8	0,63								
26	0,4	0,315								
23	0,2	0,16								

Annexe 2.3.3: Propriétés physiques et mécaniques des différents granulats.

Les granulats sont le constituant de base de tous travaux de construction. Il est donc important de maîtriser l'ensemble de leurs propriétés ; tant du point de vue de leur élaboration que de leur utilisation ; et ce, afin de maîtriser au mieux le cout tout en respectant les critères de qualité.

Les forme et texture des sables utilisés sont résumées dans le tableau 2.6

Tableau 2.6: Annexe 2.3.3 : Formes et textures des sables

	Types de sables		
	Sable Sanaga	Sable gneiss	Sable basalte
Forme	Émoussée	Peu Anguleuse	Très anguleuse
Structure	Surface lisse	Surface rugueuse	Surface rugueuse
Origine	Origine marine ou Fluviatile	Issu du concassage du gneiss	Issu du concassage du basalte

La composition chimique des granulats de gneiss et sable Sanaga réalisée par XRF (Elat et al, 2020) indique une teneur en silice respective de 62.5% et 90.2% pour le sable de Gneiss et le sable Sanaga (Cf. chapitre 1).

Tableau 2.7: Annexe 2.3.3 : Composition chimique des granulats gneiss (Elat et al, 2020)

CONSTITUANTS	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	M _g O	M _g O	C ₂ O	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅
Sable GRACAM (%)	62,5	16,6	8,8	0,2	3,2	1,7	1,8	2,7	1	0,2
Sable Sanaga (%)	90,2	4	1,5	0,1	0,1	0,2	0,4	2	0,2	

Tableau 2.8: Annexe 2.3.3 : Composition minéralogique de la roche de GRACAM (Elat et al, 2020)

Constituants	Quartz	Feldspath	Biotite	Grenat	Pyroxène	Muscovites
Pourcentages	65-70%	10-15%	5-7%	2-5%	0,5-2%	< 1%

La composition chimique obtenue par XRF (Fluorescence x) des granulats de basalte est donnée au tableau 2.9 et 2.10.

Tableau 2. 9: Annexe 2.3.3 : Composition chimique des granulats de basalte

Sable basalte	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	M _g O	SO ₃	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	PaF	TOTAL
%	42,86	10,84	28,91	2,3	0,22	8,52	1,13	0,5	0,24	0,26	95,78

Tableau 2.10: Annexe 2.3.3 : Composition minéralogique de la roche de Basalte de Bamougoum (Leroy et al, 2017 ; Tiegoum et al, 2023)

Constituants	Minéraux opaques	Clinopyroxene	Plagioclases	Olivine
Pourcentages	5-10%	3%	70-80%	5%

Annexe 2.3.4: Procédé de mise en place d'un thermocouple

La mise en place du thermocouple est réalisée lors du coulage des bétons. Le moule est préalablement percé sur le côté et à sa mi-hauteur afin d'y insérer le bout du thermocouple. Une marque est apposée sur le thermocouple afin de vérifier la profondeur d'enfoncement (ne dépassant pas les 5,5 cm). En pratique, le moule est rempli légèrement plus qu'à sa mi-hauteur avant de positionner le thermocouple. En effet, lors du serrage sur la table vibrante, le thermocouple se noie de lui-même à la surface du béton; puis le moule est rempli dans sa totalité. Quant au thermocouple extérieur, il est positionné juste au moment du chauffage. La mesure de ces températures permet de déterminer la différence de température entre la surface et le centre de l'éprouvette et d'en déduire l'évolution du gradient thermique.

Annexe 2.4 : Méthode de Dreux-Gorisse

Les analyses granulométriques des graviers et des sables sont indispensables dans la formulation du béton. Elles permettent d'obtenir la meilleure compacité durant la formulation des bétons. Les courbes granulométriques ont été déterminées sur des échantillons représentatifs de sable, de gravillon et de gravier selon la norme NF EN 933-1.

Pour chaque formulation, les courbes granulométriques des différents granulats utilisés ont été tracées en utilisant la méthode de Dreux-Gorisse. La droite de référence de Dreux-Gorisse est obtenue en considérant trois points sur le graphique. Le premier point, nommé O, est situé à l'origine des axes, avec pour coordonnées $[X_0 = 0,08 \text{ mm}, Y_0 = 0 \% \text{ passant}]$. Le second point, nommé B, est situé à l'extrémité et a pour coordonnées $[X_B = D_{max}, Y_B = 100\% \text{ passant}]$ (avec D_{max} représentant la taille du plus gros granulat). L'abscisse du troisième point noté A (brisure) est située au milieu du segment gravier limité par le diamètre du tamis 5 mm et le diamètre correspondant à D_{max} et à l'ordonnée $Y_A = 50 - \sqrt{D} + K$ (2.7), K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés (c'est surtout le sable dont l'influence est ici prépondérante) et également du module de finesse du sable.

Pour déterminer les pourcentages en volumes absolus de granulats permettant la confection d'un mélange à minimum de vide, il est nécessaire de tracer des droites (lignes de partage) reliant deux à deux les courbes granulométriques des matériaux du mélange.

Ces droites sont définies par 5% de refus pour le matériau à faible granularité et par 5% de passant pour le matériau à forte granularité. Les points d'intersection entre ces droites et la courbe granulaire de référence permettent, par prolongement sur l'axe des ordonnées, de déterminer les pourcentages respectifs en volumes réels de chaque matériau. Pour ce qui est du béton hydraulique formulé à partir du sable alluvionnaire Sanaga (B-SS-GG), nous obtenons une composition granulaire optimisée à base de 34 % de sable Sanaga, 31 % de gravillon 5/15 et 35 % de gravier 15/25 (figure 2.26a de l'annexe 2.4). La composition du squelette granulaire du béton formulé à partir du sable carrière concassé issu du gneiss (B-SG-GG) comprend 39 % de sable carrière gneiss, 31 % de gravillon 5/15 et 30 % de gravier 15/25 (figure 2.26b de l'annexe 2.4). Le béton confectionné à partir du sable carrière issue du basalte (B-SB-GB) est constituée de 40 % de sable carrière basalte, 30 % de gravillon 5/15 et 30 % de gravier 15/25 (Figure 2.26c de l'annexe 2.4). Cette annexe présente les différentes courbes granulaires de nos différents bétons.

Calcul de la composition des différents bétons

Le but de cette partie est de définir les quantités des différents composants à malaxer.

- **Béton de gneiss (B-SG-GG)**

Données de base :

- Béton ternaire continu $D = 25\text{mm}$;
- Résistance normale demandée $\sigma'_n = 25\text{MPa}$;
- Résistance moyenne visée à 28 jours $\sigma'_{28} = 25 + 15\% \sigma'_n = 28,78\text{MPa}$;
- L'ouvrabilité désirée est caractérisée par un affaissement au cône $A = (10-15)\text{cm}$.

Dosage en ciment :

- Résistance vraie du ciment à 28 jours $\sigma'_c = 43\text{MPa}$
- Les granulats sont de bonne qualité, dont on peut calculer $\frac{C}{E}$ à partir de la formule suivante :

$$\sigma'_{28} = G \cdot \sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \text{ Avec } G = 0,50$$

$$\Rightarrow 28,75 = 0,50 \times 43 \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

$$\text{D'où } \frac{C}{E} = 1,84$$

L'abaque $\frac{C}{E}$ en fonction de A (Affaissement au cône d'Abrams visé) donne pour

$A = (10-15) \text{ cm}$, un dosage en ciment de :

$$C = 375 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Dosage en eau :

Le dosage en eau total est de : $\frac{375}{1,84} = 203,8 \text{ l}$

Dosage en granulats :

- Module de finesse $M_f = 2,36$
- Le point de brisure A de la courbe granulométrique de référence a pour abscisse $x = 11,25$ avec $D > 20$

Et son ordonnée $y = 50 - \sqrt{D} + K_s + K_p$ avec $\sqrt{D} = \sqrt{25} = 5$ et $K_p = 0$

Pour un dosage à 375 kg de ciment, un granulat roulé et une vibration normale, on peut adapter un terme correcteur $K = +2$

- La correction en fonction du module de finesse du sable $M_f = 2,36$ est
 $K_s = 6M_f - 15 = -1$
En définitive $y = 50 - 5 - 1 + 2 = 47\%$
- Les points de rencontre des lignes de partage avec la courbe de référence donnent le partage suivant :
 - ✓ sable gneiss (0/5) : 39%
 - ✓ gravillon gneiss (5/15) : 31%
 - ✓ gravier gneiss (15/25) : 30%

• Béton Sable Basalte (B-SB-GB)

Données de base :

- Béton ternaire continu $D = 25 \text{ mm}$;
- Résistance normale demandée $\sigma'_n = 25 \text{ MPa}$;
- Résistance moyenne visée à 28 jours $\sigma'_{28} = 25 + 15\% \sigma'_n = 28,78 \text{ MPa}$;
- L'ouvrabilité désirée est caractérisée par un affaissement au cône $A = (10-15) \text{ cm}$

Dosage en ciment :

- Résistance vraie du ciment à 28 jours $\sigma'_c = 43 \text{ MPa}$

- Les granulats sont de bonne qualité, dont on peut calculer $\frac{C}{E}$ à partir de la formule suivante :

- $\sigma'_{28} = G \cdot \sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$ Avec $G = 0,50$

- $\Rightarrow 28,75 = 0,50 \times 43 \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$

- D'où $\frac{C}{E} = 1,84$

L'abaque $\frac{C}{E}$ en fonction de A (Affaissement au cône d'Abrams visé) donne pour

$$A = (10 - 15) \text{ cm}, \text{ un dosage en ciment de (annexe 1) : } C = 375 \text{ kg / m}^3$$

Dosage en eau :

Le dosage en eau total est de : $\frac{375}{1,84} = 203,8 \text{ l}$

Dosage en granulats :

- Module de finesse $M_f = 2,83$
- Le point de brisure A de la courbe granulométrique de référence a pour abscisse $x = 11,25$, avec $D > 20$

Et son ordonnée $y = 50 - \sqrt{D} + K_s + K_p$ avec $\sqrt{D} = \sqrt{25} = 5$ et $K_p = 0$

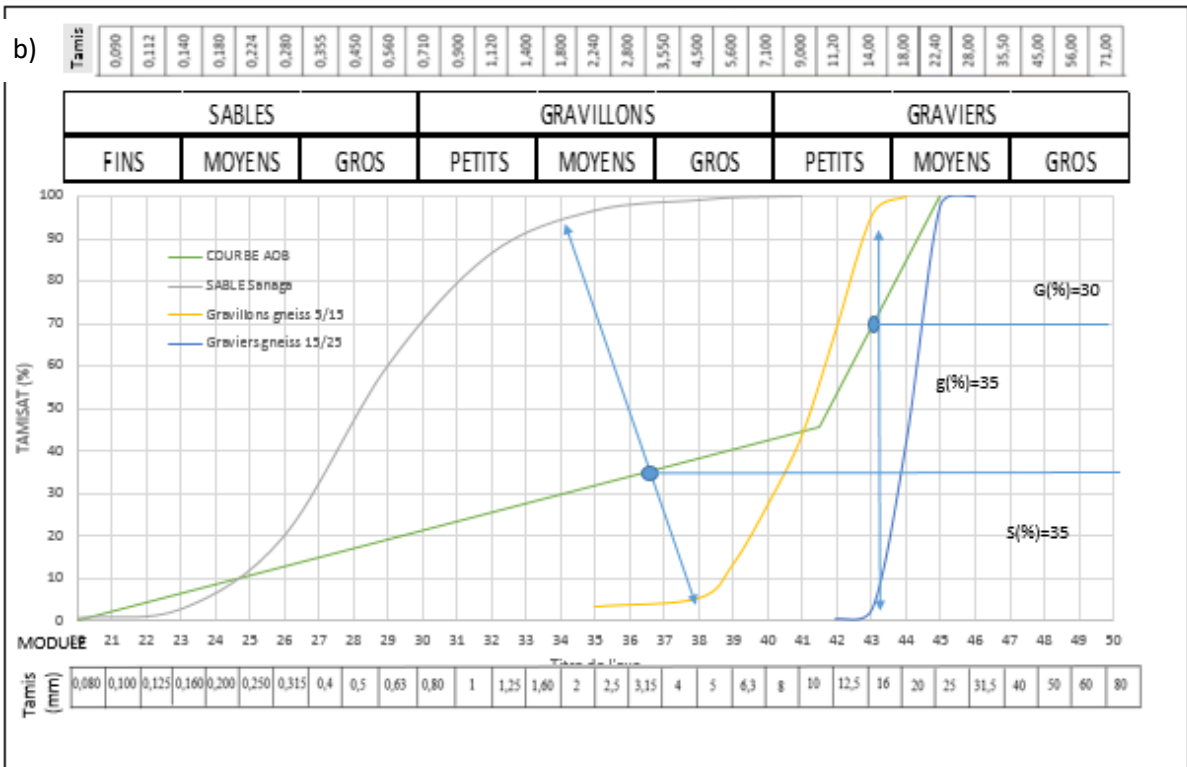
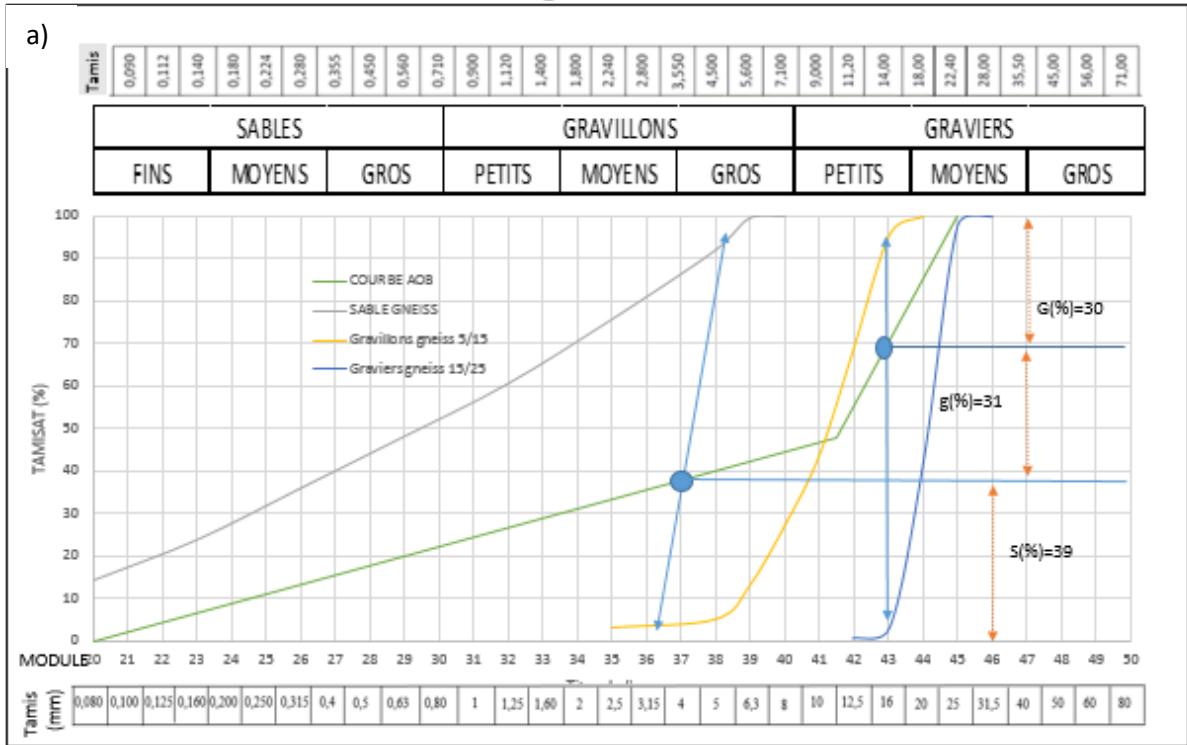
Pour un dosage à 375 kg de ciment, un granulat concassé et une vibration normale, on peut adapter un terme correcteur $K = +2$ (voir annexe 3)

- La correction en fonction du module de finesse du sable $M_f = 2,83$ est

$$K_s = 6M_f - 15 = 1,98$$

En définitive $y = 50 - 5 + 2 + 1,98 = 48,98$ (voir annexe 3)

- Les points de rencontre des lignes de partage avec la courbe de référence donnent le partage suivant :
 - ✓ sable basalte (0/5) : 40%
 - ✓ gravillon basalte (5/15) : 30 %
 - ✓ gravier basalte (15/25) : 30%



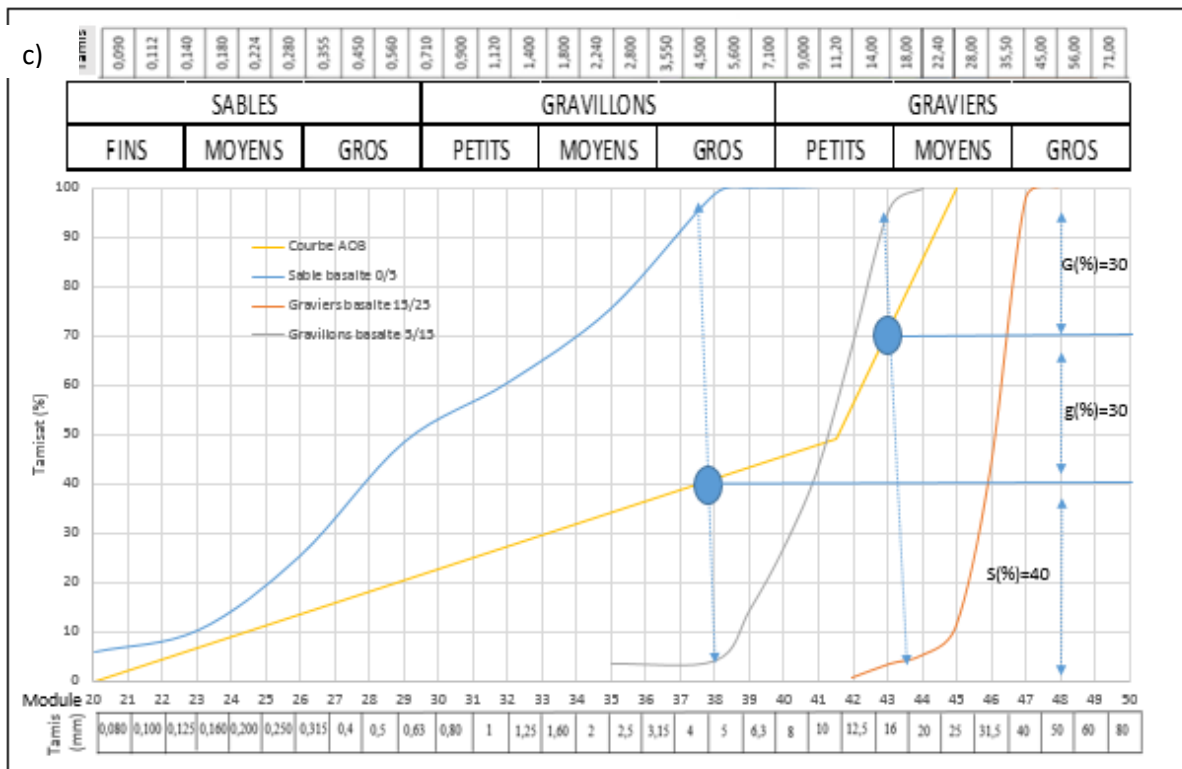


Figure 2.26: Annexe 2.4 : Courbe granulaire des bétons : a) B-SG-GG, b) B-SS-GG, c) B-SB-GB

Annexe 2.5 : Essais à chaud

La sonde mica de rayon 14,160 mm avec 04 points de résistances qui permet de mesurer non seulement à la température ambiante, mais aussi à la haute température pouvant atteindre 750 °C et la sonde en Kapton 8563 de rayon 9,868 mm (Figure 2.27) Cependant, au-delà de 300 °C, les dégradations irréversibles rendent la sonde inutilisable après le refroidissement.

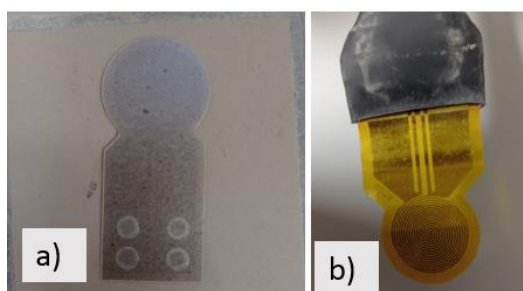


Figure 2.27: Annexe 2.5 : a) sonde Mica ; b) sonde Kapton

Les échantillons sont préalablement séchés à l'étuve à 80 ± 5 °C jusqu'à la masse constante (2-3 semaines). Après avoir obtenu la masse constante, les éprouvettes sont retirées de l'étuve et sont conservé dans un dessiccateur. La sonde est mise en Sandwich entre les 02 échantillons de bétons cylindriques de dimensions 5 cm de hauteur. Deux mesures de températures sont prises en compte à savoir : celle faite par la sonde, donc localisée au niveau au niveau de l'échantillon ;

et celle faite par le régulateur du four. Le protocole de mesure est défini comme suit (figure 2.21)

- Une montée en température du four de $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température cible : il a été décidé de mesurer les propriétés thermiques aux paliers de température 150°C , 300°C , 450°C et 600°C .
- Phase A. Une fois la température atteinte, un temps de stabilisation de 30 min est nécessaire pendant lequel la variation de la température dans le four ne doit pas varier de $\pm 1^{\circ}\text{C}$.
- Phase B. Une limite de variation de $\pm 0,05^{\circ}\text{C}$ de la différence de température de la sonde et de la température ambiante du four doit être atteinte. Ce critère doit être maintenu pendant un temps de stabilisation de 30 min.
- Phase C. Une limite temporelle de 240 min est décomptée après le temps de stabilisation de la température du four (phase A). La mesure est prise lorsque
 - a) Les deux critères de stabilisation en température (sonde et four) sont atteints (juste après les 30 min du temps de stabilisation de la Phase B).
 - b) le décompte du temps de stabilisation des 240 min est atteint; et cela même si les critères en température ne sont satisfaites (Mesure de sécurité pour éviter l'interruption du programme)

❖ Cinq mesures sont effectuées pour chaque palier de température. Elles sont espacées de 30 min pour que les conditions locales de température se rétablissent.

❖ La sonde émet une impulsion électrique qui augmente localement la température de l'échantillon. Suivant l'évolution de cette variation thermique, le capteur peut calculer indépendamment la conductivité thermique, la capacité thermique volumique du béton et en déduire la diffusivité lorsque tous les critères sont remplis ; c'est à dire une élévation suffisante de la température pendant un temps suffisant. Il est souvent difficile de remplacer ces critères, car ils dépendent fortement du laps de temps pendant lequel la puissance est appliquée.

Une impulsion électrique de 300mW est appliquée pendant 80 secondes. Sur les 200 point d'acquisitions, le graphique représentant l'évolution de la différence de température dans le temps a montré que l'évaluation devrait être faite en utilisant les points de données à partir de 25 à 200. En effet, les premiers points correspondent à l'influence de la lame d'air qui peut rester entre les 02 échantillons malgré le polissage.

Après la mesure, le logiciel intègre un algorithme et dispose d'une interface qui va garantir à l'utilisateur les valeurs des paramètres qu'il aura mesurées ou calculées à savoir

-La conductivité thermique “ λ ” exprimée en $W/m \cdot ^\circ K$, valeur mesurée ;

-La capacité thermique volumique “ C^V_P ”, valeur mesurée exprimée en $MJ/m^3 \cdot ^\circ K$ qui sera ramené par l'opérateur en capacité thermique massique “ C^M_P ” exprimée en $kJ/kg \cdot ^\circ K$ en multipliant par la masse volumique du matériau testé.

-la diffusivité thermique “ a ” exprimée en mm^2/S valeur calculée.

Deux couples d'échantillons par formulation sont prévues. Ceci permet d'obtenir des résultats et des écarts types convenables compte tenu de l'hétérogénéité du matériau à l'échelle de l'échantillon. En effet, les résultats peuvent varier à l'échelle de la sonde (part relative du granulat et de la pâte au droit de la sonde). La figure 2.28 illustre les différents critères et paramètre de mesures.

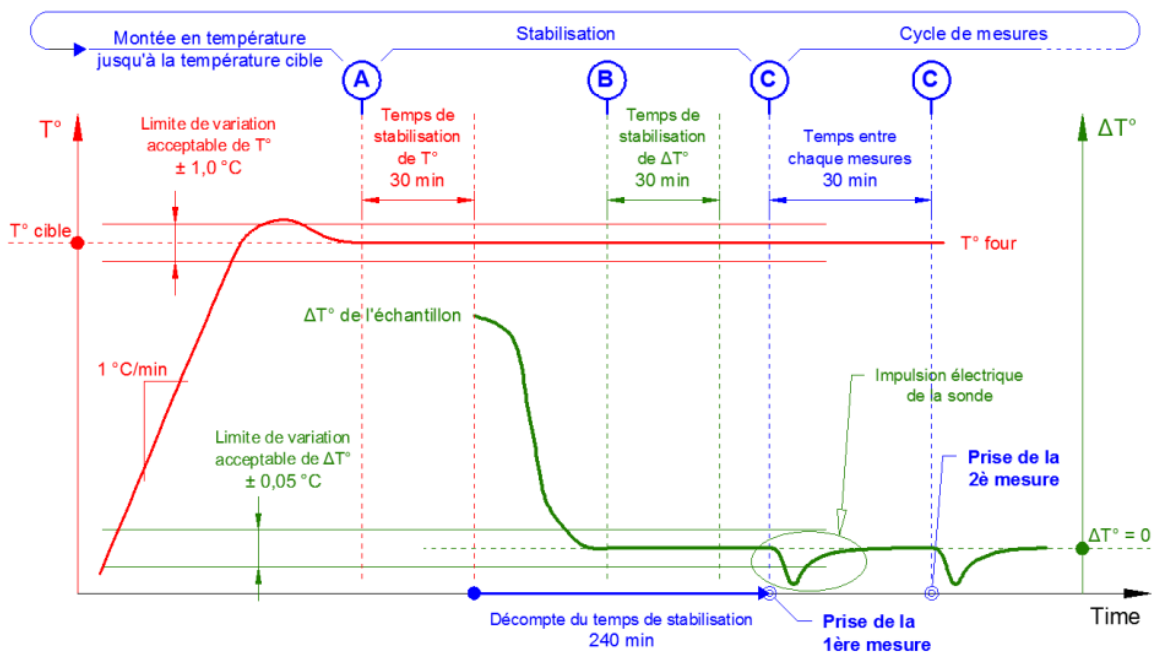


Figure 2.28: Annexe 2.5 : Critères et paramètres de mesures de la perméabilité.

Perméabilité :

Par définition, la perméabilité est définie par la relation de Darcy considérant un écoulement unidimensionnel en régime laminaire :

$$Q = \frac{A \times S}{\mu} \frac{\Delta \bar{P}}{L} \quad (6)$$

Où Q représente le débit volumique du fluide (m³/s) et est défini comme étant le nombre de mètres cubes de fluide qui traverse une surface donnée par seconde ; L (m) la moyenne des trois épaisseurs prise sur l'échantillon avant la mesure; A (m²) la section de l'échantillon; μ (Pa.s⁻¹) la viscosité dynamique du gaz ou fluide (Azote) à 20 °C égale à 1,76 x 10⁻⁵; ΔP̄ est le gradient par pression piézométrique défini comme la somme de la pression de vapeur et ρgz (produit de la masse volumique, accélération gravitationnelle et l'altitude par rapport au niveau de différence).

La perméabilité est couramment utilisée pour estimer les propriétés de transport du béton. Cette grandeur dépend fortement de la porosité de la pâte de ciment.

Les différentes mesures de perméabilité donnent une indication spécifique sur la dégradation du matériau et plus précisément sur le changement du réseau des pores. Ce réseau des pores constitue de potentiels sentiers pour l'infiltration des solutions agressives. Cela montre que la perméabilité et la porosité sont très liées. C'est pour cela que la perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes utilisées pour la caractérisation des matériaux poreux. Elle permet une évaluation des propriétés de transport de la roche. Elle dépend elle-même aussi de la connectivité des pores, de leur géométrie et de leur forme. Elle est décrite par son coefficient apparent, qui est calculé en utilisant la relation de Hagen Poiseuille pour un écoulement laminaire des fluides compressibles et visqueux à travers un matériau poreux.

$$K_a = \frac{Q}{A} \left(\frac{2\mu L P_{atm}}{P_i^2 - P_{atm}^2} \right) \quad (3)$$

Dans cette relation, Q est le débit volumique expérimentalement mesuré, P_{atm} la pression atmosphérique, P_i la pression appliquée et μ la viscosité du fluide utilisé. La figure 2.29 présente la préparation des éprouvettes :

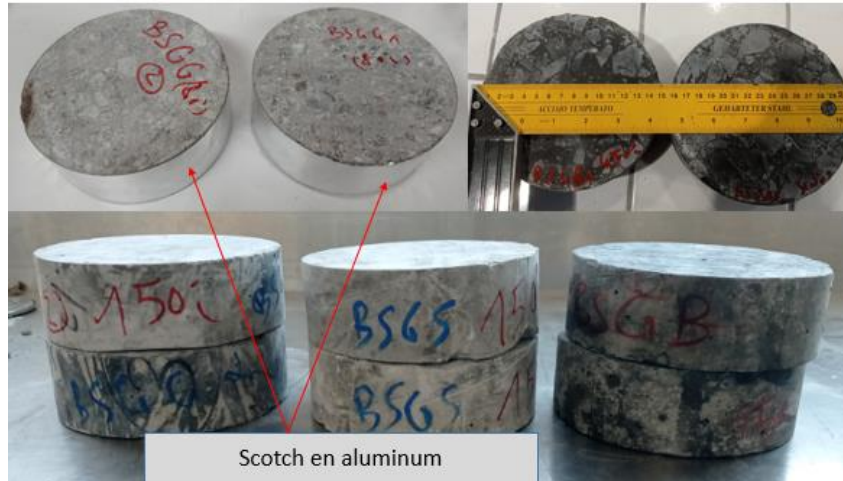


Figure 2.29: Annexe 2.5 : Préparation des échantillons

Annexe 2.6 : Caractéristiques et fonctionnement des jauges

Le fonctionnement des jauges extenso métriques est fondé sur la variation de la résistance électrique de la jauge proportionnellement à sa déformation selon l'équation :

$$\frac{\Delta R}{R} = K \frac{\Delta L}{L} \quad (7)$$

Avec K le facteur des jauges, ΔR (Ω) la variation de la résistance ; R (Ω) la résistance de la jauge, ΔL (m) la variation de la longueur et L (m) la longueur initiale. Le facteur de jauge K est une constante qui dépend des matériaux considérés et de la température. Les caractéristiques des jauges sont données dans le tableau 2.11.

Tableau 2.11: Annexe 2.6 : Caractéristique des jauges

Type ou model de jauges	KFGS-20-120-C1-11
Facteur de jauge (23 °C, 50%)	2,12 ± 1,0%
Longueur	30 mm
Résistance (23 °C, 50%)	120,2 Ω ±0.2 %
Température de fonctionnement en combinaison avec les principaux adhésifs après durcissement	CC-33A, PC-600
Coefficient d'expansion thermique	11,7 x 10 ⁻⁶ /°C,
Rapport de sensibilité transversale (23 °C, 50%)	(-0,8±0,2)

Après avoir déterminé la charge maximale F_{\max} sur une autre éprouvette, trois cycles de chargement – déchargement sont effectués à un taux de chargement de 0,5 MPa.s⁻¹ et à une

charge limite de $0,33 \times F_{\max}$ en restant dans le comportement élastique du matériau conformément à la norme NF EN 12390-13. Le premier cycle renforce la structure en réduisant les vides dans le béton. Dans le cas d'une éprouvette ayant subi un cycle thermique, ce premiers chargement referme les fissures. Les courbes contraintes-déplacements sont enregistrées pour chaque éprouvette provenant de la même formulation et ayant subi le même traitement thermique. Le calcul du module d'élasticité se fait à partir du dernier cycle tout en vérifiant que le module obtenu au troisième cycle ne diffère pas de plus de 10%.

Annexe 2.7 Synthèse programme expérimental

Annexe 2.7.1 Synthèse du Protocole expérimental pour les granulats

Essais	Nombres, dimensions et préparation des échantillons	Traitement thermique
Description pétrographique et composition minéralogiques		
Description visuelle	-lavage à l'eau clair et pré-séchage à l'étuve à 80 ± 5 °C -observation sur un lot de granulats de la classe granulaire 15/25	-observation à température ambiante - observation à température ambiante après le cycle de chauffage/refroidissement (c/r) à 20, 150, 300, 450, 600 °C
IRTF des granulats	-Echantillon réduit en poudre -Prise d'environ 90-110mg	-observation à température ambiante
Observation de la microstructure au MEB	-Après lavage à l'eau clair et pré-séchage à l'étuve à 90 °C pour les échantillons sans traitement thermiques - deux ou trois granulats ayant naturellement les faces les plus planes possibles	- observation à température ambiante - observation à température ambiante après les cycles c/r
Propriétés thermo-physico-chimiques		
Porosité, masse volumique et coefficient d'absorption d'eau	-dix granulats les plus gros parmi les classes granulaires 5/15 mm et 15/25 suivant la norme NF EN 1936 -un lot de granulats pour les essais suivant la norme NF EN 1097-6	-Mesure à la température ambiante (peut nécessiter un pré-séchage à l'étuve 90 °C suivant le protocole expérimental)
Analyse granulométrique	-Séchage à l'étuve à 105 ⁰ c -environ 4 kg de gravillons ; 0,5 kg de sable et 5kg de graviers NF EN 963 -lavage au tamis de 63 µm	-essais réalisés à la température ambiante

Dilatométrie (Mesure de la dilatation thermique linéaire)	-Carottage des roches en parallélépipède (section 1x5cm de longueur) -Séchage à l'étuve à 80±5 °C	-Isotherme à la température ambiante pendant 10 min -Chauffage à 10 °C /min jusqu'à 1050 °C. -Isotherme à 1050 °C pendant 10min
ATG/ATD	-Echantillon réduit en poudre -Prise d'environ 90-110mg	-Isotherme à température ambiante pendant 10 minutes -chauffage à 10 °C /min jusqu'à 1100 °C -isotherme à la température ambiante pendant 10 minutes
Ecaillage des granulats de gneiss et basalte	-Prise d'une masse d'environ 1kg	- Cycle de c/r jusqu'à 600 °C à la vitesse de 1 °C/min. -Cycle de c/r jusqu'à 600 °C à la vitesse de 10 °C/min.

Annexe 2.7.2 Synthèse du Protocole expérimental pour les mortiers et les bétons

Essais	Nombres, dimensions et préparation des échantillons	Traitement thermique
Propriétés thermo-physico-chimiques		
Porosité, Vitesse des ondes, masse volumique, perméabilité.	-Pour les bétons : quatre quarts (1/4) de tranche d'éprouvette 11 x 22cm -pour la perméabilité : quatre tranches d'éprouvettes cylindriques 5 x 15 cm -vitesse d'ondes : 04 éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm	- Mesure à la température ambiante -cycle de c/r pour chaque palier de température
Perte de masse	-Toutes les éprouvettes 11 x 22 cm sauf celle équipées de thermocouple. -pesée avant et après les cycles c/r	cycle de c/r pour chaque palier de température
IRTF des bétons et mortiers	-Echantillon réduit en poudre -Prise d'environ 90-110mg	-observation à température ambiante
ATG/ATD	-Echantillon réduit en poudre -Prise d'environ 90-110mg	- chauffage à 10 °C /min jusqu'à 1100 °C
Observation des microfissurations au MEB	-Echantillon de béton taillé ; enrobé de résine sous vide -face à observé	Cycle de c/r à 600 °C
Observation des fissurations à vue d'œil et/ou à la loupe binoculaire (pour les bétons)	-Sur les bétons : quatre tranches d'éprouvettes 11 x 22cm d'épaisseur 5cm	cycle de c/r pour chaque palier de température

	- Sur les mortiers : quatre tranches d'éprouvettes 11x22cm d'épaisseur 5cm	
Mesure de la dilatation thermique linéaire	-Carottage des mortiers et bétons en parallélépipède (section 1 x 5cm de diamètre) -Séchage à l'étuve à 80±5 °C -05 échantillons testés	-Isotherme à la température ambiante pendant 10 min -Chauffage à 10 °C/min jusqu'à 1050 °C. -Isotherme à 1050 °C pendant 10min
Propriétés mécaniques résiduelles des bétons et des mortiers		
Résistance résiduelle en compression	-03 éprouvettes Cylindriques 11x22 cm pour les bétons et - -04 éprouvettes prismatiques 4 x 4 x 16 cm pour les mortiers	- mesure à la température ambiante -Cycle de c/r pour chaque palier de température
Résistance résiduelle à la traction	-03 éprouvettes Cylindriques 11x22 cm. -03 éprouvettes prismatiques	- mesure à la température ambiante -Cycle de c/r pour chaque palier de température
Module d'élasticité statique résiduel (uniquement sur béton)	03 éprouvettes Cylindriques 11x22 cm	-Mesure à la température ambiante -Cycle de c/r pour chaque palier de température
Module d'élasticité dynamique résiduel (mortiers et bétons)	04 tranches de moitié d'éprouvettes Cylindriques 11x22 cm d'une épaisseur de 5 cm	- Mesure à la température ambiante -Cycle de c/r pour chaque palier de température
Propriétés thermiques à chaud des bétons		
Conductivité, diffusivité et capacité thermique	-Paire de moitié de tranche d'éprouvette 11 x 22 cm d'une épaisseur 5 cm	- Mesure à la température ambiante -Chauffage libre respectif jusqu'à chaque palier de température et maintien pour stabilisation

Réponses thermiques (suivi de température entre le cœur et la surface)	-03 éprouvettes de bétons pour chacune des formulations.	Cycle de c/r jusqu'à 600 °C à la vitesse de 1 ^o C /min.
Ecaillage de bétons	-04 éprouvettes de bétons pour chaque type de béton dont 02 équipées de thermocouple.	Cycle de c/r jusqu'à 600 °C à la vitesse de 10 °C/min.
Total	117 éprouvettes cylindriques	

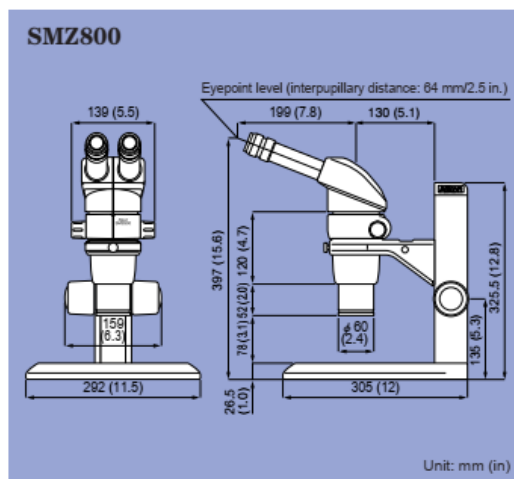
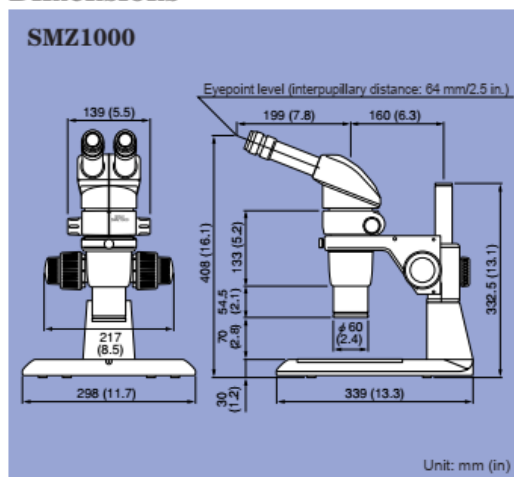
Annexe 2.8 : Fiche technique de l'appareil microscopique

Specifications

	SMZ1000	SMZ800
Optical system	Parallel-optics zoom system	
Total magnification Varies depending on eyepiece and objective used.	4X-480X	5X-378X
When coaxial episcopic illuminator is attached.	6X-540X	7.5X-525X
Eyepiece tubes	P-BT Standard Binocular, P-BTL Low Eye-level Binocular, P-BERG Tilting Binocular	
Eyepiece inclination	20° (Standard Binocular and Low Eye-level Binocular), 0°-30° (Tilting Binocular)	
Interpupillary distance adjustment	48-75mm (1.9-3.0 in.)	
Eyepieces (with diopter adjustment)	C-W10XA (F.N. 22), C-W15X (F.N. 16), C-W20X (F.N. 12.5), C-W30X (F.N. 7)	
Zoom range	0.8X-8.0X	1X-6.3X
Zoom ratio	10 : 1	6.3 : 1
Objectives	P-Plan Apo 0.5X, 1X; P-ED Plan 1.5X, 2X; P-Plan 1X*; P-Achro 0.5X; P-ERG Plan 1X ERGO* *Usable at zoom magnifications larger than 1X when mounted on SMZ1000.	
Working distance	Please refer to the table on the previous page	
Illumination systems	P-ICE2 Coaxial Episcopic Illuminator (12V-100W halogen) (Intermediate magnification is 1.5X.) G-LS 6V-10W Illuminator G-LS 6V-10W Illuminator (with Articulated Arm or G-EIA Articulated Supporting Arm) C-DSLS 6V-20W Illuminator (with Articulated Arm) C-FPS Fluorescent Ring Illuminator C-FIR Plastic Fiber-optic Ring Illuminator (12V-100W halogen) C-FID Plastic Fiber-optic Bifurcated Illuminator (12V-100W halogen)	
Stands	C-PS Plain Focusing Stand C-PSC Compact Plain Focusing Stand C-DS Diascopic Stand S C-PS160 Plain Stand C-DSS Diascopic Stand C-DSD Diascopic Stand C-DSDF Fiber-optic Diascopic Stand C-BD Diascopic Bright/Darkfield Stand P-THS Teaching Head Stand	
Focusing mount	C-FMC Focusing Mount C C-FMA Focusing Mount A C-FMB Focusing Mount B	
Photomicrographic/CCTV system	Nikon Photomicrographic System FX-III Series or CCTV camera can be attached through Beam Splitter and Adapter. Photo-tube beam-split ratio: please refer to the table on page 9.	
Power consumption	Diascopic stands: 80W C-FPS115 Fluorescent Ring Illuminator: 24W C-FPS230 Fluorescent Ring Illuminator: 16W Fiber Transformer: 135W	

Note: For possible combinations of accessories, please refer to the system diagram on page 10.

Dimensions



Specifications and equipment are subject to change without any notice or obligation on the part of the manufacturer. April 2006. ©2000-06 NIKON CORPORATION



NIKON CORPORATION
Parale Mitsui Bldg., Higashida-cho, Kawasaki-ku,
Kawasaki, Kanagawa 210-0005, Japan
(Bio Science) phone: +81-44-223-2167 fax: +81-44-223-2182
(Industrial) phone: +81-44-223-2175 fax: +81-44-223-2182
www.nikon-instruments.jp/eng/

NIKON INSTRUMENTS (SHANGHAI) CO., LTD.
CHINA phone: +86-21-5836-0050 fax: +86-21-5836-0030
(Beijing office) phone: +86-10-5869-2255 fax: +86-10-5869-2277
(Guangzhou office) phone: +86-20-3882-0552 fax: +86-20-3882-0580

NIKON SINGAPORE PTE LTD
SINGAPORE phone: +65-6559-3618 fax: +65-6559-3668

NIKON MALAYSIA SDN. BHD.
MALAYSIA phone: +60-3-78763887 fax: +60-3-78763387

NIKON INSTRUMENTS KOREA CO., LTD.
KOREA phone: +82-2-2186-8410 fax: +82-2-555-4415



Nikon promotes the use of eco-stall that is free of toxic materials such as lead and arsenic.

Printed in Japan (0804-05)T

NIKON INSTRUMENTS EUROPE B.V.
P.O. Box 222, 1170 AE Badhoevedorp, The Netherlands
phone: +31-20-44-96-222 fax: +31-20-44-96-298
www.nikon-instruments.com/

NIKON FRANCE S.A.S.
FRANCE phone: +33-1-45-16-45-16 fax: +33-1-45-16-00-33

NIKON GMBH
GERMANY phone: +49-211-9414-0 fax: +49-211-9414-322

NIKON INSTRUMENTS S.p.A.
ITALY phone: +39-55-3009601 fax: +39-55-300993

NIKON AG
SWITZERLAND phone: +41-43-277-2860 fax: +41-43-277-2861

NIKON UK LTD.
UNITED KINGDOM phone: +44-20-8541-4440 fax: +44-20-8541-4584

Code No. 2CE-KWFH-9



NIKON INSTRUMENTS INC.
1300 Walt Whitman Road, Melville, N.Y. 11747-3064, U.S.A.
phone: +1-631-547-8500, +1-800-52-NIKON (within the U.S.A. only) fax: +1-631-547-0306
www.nikonusa.com/

NIKON CANADA INC.
CANADA phone: +1-905-625-9910 fax: +1-905-625-0103

This brochure is printed on recycled paper made from 40% used material.

Comparison of observation postures



Eyepiece tube inclination of 20°
The standard binocular eyepiece tube is inclined 30°, allowing you to observe samples without having to lean forward. This reduces fatigue during long hours of operation by reducing strain on your neck, shoulders, and back.

Observation at the optimum eyepoint
In addition to the standard type, you have the option of using a low eye-level or tilting binocular eyepiece tube. The low eye-level binocular eyepiece tube enables comfortable observation even when using a diascopic stand or when an intermediate tube is inserted. The tilting binocular eyepiece tube allows adjustment of the eyepiece inclination between 17° and 30° and the eye level can be adjusted 157mm (6.2") by swinging the eyepieces up 180° as well as tilting them. You can even add eye-level risers to customize your microscope to your height—up to three risers for a total of 75mm.



1. Standard binocular eyepiece tube, 2. Low eye-level eyepiece tube, 3. Eye-level riser

When two eye-level risers are needed, a maximum of three risers can be used at a time.



With the tilting eyepiece tube, the eye level can be adjusted a maximum of 157mm (6.2").



Ergonomic objective

When using the ergonomic objective (Plan 1X ESI60), the instrument's eye level is adjusted to match your eyepoint precisely without changing the magnification or working distance.

Note: The ergonomic objective can be used with the DIC2000 at zoom magnifications larger than 1X.



Ergonomic objectives can be extended or retracted to adjust the eye level within a maximum range of 40mm (1.6").

Low-position focus knob for quick, effortless focusing

The focus knob of the C-DSS Diascopic Stand S is located at a low position and is within easy reach, for comfortable operation while resting your arms on the base.



Coaxial coarse/fine focusing

The C-FMC Focusing Mount C comes with a coaxial coarse/fine focusing unit that travels smoothly along the optical axis. Its new anti-backlash mechanism makes fine adjustment of focus easier and more accurate.



Diascopic stands are easier to use

The new Diascopic Stands, models C-DSD, C-DSS, and C-BD, each have a built-in power supply in a space-saving design. These stands also feature their own fine-focus knob at the front of the streamlined base—in addition to the one at the focusing mount—to make critical adjustment of focus much easier, especially during micromanipulations. Furthermore, their stage glass diameter is a generous 180mm (7.1"), making it possible to view samples in large Petri dishes all the way out to the periphery.

Large, streamlined base ensures easy operation

The C-PS Plain Focusing Stand features a low profile for easy handling of samples. Moreover, the base has a wide front and smooth curves, allowing you to rest your arms while working.



Three new diascopic stands

These new diascopic stands, models C-DSD, C-DSS, and C-BD, each have a 6W-20W halogen lamp with its own built-in power supply. Although their power supplies are built in, they are designed to keep the surface temperature at a low level, creating an environment ideal for living specimens that are sensitive to rises in temperature. Influence of heat from the light source can be further reduced by using the C-DSD/F Fiber-optic Diascopic Stand incorporating a fiber light source (15V-100W).

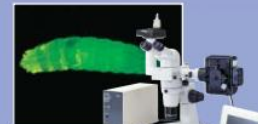
The C-DSD Diascopic Stand features condenser lenses that can be switched between low and high magnification and allow high N.A. objectives to take advantage of the full potential of their superior resolving power. Furthermore, to answer user requests for high contrast illumination, Nikon developed the Oblique Coherent Contrast (OCC) illumination system, allowing colorless and transparent samples to be observed in high relief.

The C-BD Diascopic Bright/Darkfield Stand uses a seven-sided toroidal mirror to reduce stray light* substantially. This stray light would ordinarily cause a decrease in contrast when using short-working distance objectives under darkfield diascopic illumination. But with the C-BD stand, the resulting images have a sufficiently high S/P (signal to background) ratio.

* Up to 1/5 that of conventional equipment.



Application example of the OCC illuminator



Epi-Fluorescence attachment

Nikon developed an epi-fluorescence attachment, model P-FLAL, for stereoscopic microscopes that allows easy observation of living cells under the fluorescence method such as GFP. Switching between the fluorescence method and brightfield method is quick and easy. Four filter blocks can be switched using a slide lever. If you add an optional photo port to this attachment, you can mount a photomicrographic system or a CCTV camera without using a beam splitter. Because 100% of the light is delivered to the photo port, bright images are ensured.



Coaxial episcopic illuminator

This illuminator uses a 15V-100W fiber-optics light source—the same light source used in fiber illuminators—to deliver bright illumination over the entire sample surface. The thickness of the 1/4" plate has been reduced, minimizing spherical aberrations in high N.A. objectives.



Various Illuminators
Various kinds of illuminators can be used to meet individual applications.

Photomicrography or monitoring

By using a beam splitter and adapter, an FX-III Series photomicrographic system, a CCTV camera, or a digital still camera can be attached. The P-BES1Z Beam Splitter DZ has two ports allowing one photomicrographic system and one CCTV camera to be mounted at the same time. The light to the rear port can be switched between 0%, 50%, or 100%, and the light to the side port is switchable between 0% or 50%. With the P-BES1S Beam Splitter S2, the light to the side port is switchable between 0% or 50%. The following digital cameras are available for photomicrography:

- Ultrahigh-quality digital camera DDX1300 series
- Digital camera system Digital Sight series

Beam-split ratios

Beam splitter	Observation		Photomicrography	
	Left	Right	Beam port	Side port
P-BES1Z	100%	100%	0%	0%
P-BES1S	0%	100%	100%	0%
	50%	50%	50%	50%
P-BES2	100%	0%	—	10%
	100%	0%	—	50%



4"x4" stage

Used in combination with an optional extension pillar, the 4"x4" stage allows precise movement in the XY direction, making fine alignment easy during high magnification observations.



P-BES2Z Beam Splitter installed with a Digital Sight digital camera

P-BES2S Beam Splitter installed with a CCTV camera and P-H

Teaching head and drawing tube

For teaching purposes or when two or more colleagues are working as a team, a side-by-side teaching head, the P-THSS, is available. The P-HDT drawing tube is also attachable.

Annexe 2.9 : Fiche technique des papiers vert abrasifs



	Domaine d'application	Plage de dureté	Support MD	Finition comparable à un papier ou une feuille SiC grain (FEPA P)	Abrasif et liant	Système de refroidissement	Période de rodage/ prédressage requis	Entretien de la surface	Durée de vie indicative par surface (nombre de papiers ou feuilles SiC)	Diamètre de la surface (dimensions)
Prépolissage plan	Métaux ferreux et matériaux durs	150 - 2000 HV	MD-Piano (3 grains)	80, 120, 220	Diamant incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Dressage avec un bâtonnet d'alumine frittée, périodiquement	100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Métaux non ferreux et matériaux tendres	40 - 250 HV	MD-Primo (2 grains)	120, 220	SiC incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Dressage avec un bâtonnet d'alumine frittée, périodiquement	100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm*
	Acier inoxydable et alliages à base de nickel	120 - 1000 HV	MD-Alto	220	Oxyde d'aluminium avec liant résine	Eau	Aucun	Aucun pour la plupart des matériaux. Outil de dressage diamanté disponible si nécessaire.	50	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Alliages de titane et matériaux durs contenant du titane	150 - 2000 HV	MD-Mezzo	220	Diamant incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Dressage avec un bâtonnet d'alumine frittée, périodiquement	100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Alliages de titane et matériaux durs contenant de l'aluminium	50 - 2000 HV	MD-Molto	220	Diamant incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Dressage avec un bâtonnet d'alumine frittée, périodiquement	100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
Prépolissage fin	Métaux ferreux et matériaux durs	150 - 2000 HV	MD-Piano (2 grains)	500, 1200	Diamant incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Dressage avec un bâtonnet d'alumine frittée, périodiquement	100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Matériaux d'une dureté supérieure à 150 HV	> 150 HV	MD-Allegro	500	Suspension/ spray 15-6 µm	Lubrifiant/ suspension/ produits tout-en-un	Aucun	Aucun	> 100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Métaux ferreux et matériaux durs	150 - 2000 HV	MD-Piano (2 grains)	2000, 4000	Diamant incorporé avec liant résine	Eau	Aucun	Bâtonnet d'alumine frittée dédié. Dresser périodiquement.	300	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm
	Matériaux tendres et composites avec matrice tendre	40 - 1500 HV	MD-Largo	1200	Suspension/ spray 9-3 µm	Lubrifiant/ suspension/ produits tout-en-un	Aucun	Aucun	> 100	200 mm 250 mm 300 mm 350 mm

*MD-Primo 120



Comparaison du grain/de la granulométrie

Ces valeurs sont uniquement fournies à titre indicatif. Les granulométries sont fournies sous forme de plage, et non de valeur unique. FEPA désigne la fédération des producteurs européens d'abrasifs (« Federation of European Producers of Abrasives »). ANSI désigne l'institut national américain des normes (« American National Standards Institute »). Les papiers/feuilles de prépolissage Struers sont conformes à la norme FEPA P, tandis que les pierres de prépolissage et produits similaires sont conformes à la norme FEPA F.

Taille des grains	200 µm	125 µm	82 µm	68 µm	46 µm	30 µm	22 µm	18 µm	15 µm	7 µm	4 µm
FEPA P (Europe)	P80	P120	P180	P220	P320	P500	P800	P1000	P1200	P2000	P4000
FEPA F (Europe)	F80	F100	F150	F180	F240	F320	F360	F400	F500	F800	F1200
ANSI/JAMA (É-U)**	#80	#120	#180	#220	#280	#320	#360	#400	#500	#800	#1200

** Norme ANSI B74.18

**ANNEXE 3 : Tableau 6 :Detail experimental de la determination de la porosité des betons
BSGB.**

Béton BSGB		M _{sec} (g)	M _{ethanostat} (g)	M _{sat} ^{im} (g)	Porosité (%)
T=80 °C	moyenne	445,135	317,9475	466,48875	14,51
	1	597,98	425,63	626,95	14,3900258
	2	233,16	166,61	245,84	16,0040389
	3	370,13	263,26	386,5	13,283025
	4	458,82	325,09	477,65	12,3426848
	5	703,36	505,73	738,18	14,9795655
	6	566,24	405,6	593,73	14,6122362
	7	244,41	175,21	258,09	16,5057915
	8	386,98	276,45	404,97	13,9978214
	ECART TYPE				1,35886342
T=150 °C	moyenne	449,9	322,334444	473,455556	15,81
	1	612,24	437,62	643	14,9771156
	2	635,25	456,73	667,51	15,3050574
	3	293,54	211,46	310,6	17,2079887
	4	231,93	165,81	243,04	14,3856015
	5	529,45	377,64	555	14,4057285
	6	122,4	88,75	129,52	17,4638214
	7	452,66	324,62	479,52	17,3402195
	8	637,91	453,76	670,26	14,9422633
	9	533,72	384,62	562,65	16,2500702
	ECART TYPE				1,27118228
T=300 °C	moyenne	254,384545	182,012727	269,054545	16,88
	1	424,04	302	447,28	15,996696
	2	421,62	300,9	445,8	16,6873706
	3	339,46	242,27	359,39	17,016735
	4	334,41	238,91	353,08	16,3528072
	5	124,31	88,86	131,23	16,3323106
	6	158,99	114,96	169,69	19,5505207
	7	270,59	195,23	289,23	19,8297872
	8	139,29	99,28	146,6	15,4480135
	9	154,69	110,79	163,07	16,0290742
	10	180,2	129,2	190,65	17,0056957
	11	250,63	179,74	263,58	15,4460878
	ECART TYPE				1,486384639
T=450 °C	moyenne	209,60375	148,385	223,04875	18,40
	1	259,94	185,13	274,97	16,7297418
	2	146,93	104,15	158,71	21,5909091
	3	287,32	204,59	305,78	18,2429094

	4	383,45	268,5	406,74	16,8475116
	5	120,99	84,37	129,96	19,6753674
	6	194,51	138,74	205,8	16,8356695
	7	152,17	108,73	161,5	17,6805003
	8	131,52	92,87	140,93	19,5796921
	ECART TYPE				1,74804246
T=600 °C	moyenne	294,187778	210,641111	315,19	20,5
	1	685,61	490,59	731,79	19,145937
	2	311,31	224,98	331,79	19,1742346
	3	312,29	225,03	335,95	21,3306888
	4	121,4	87,23	130,67	21,339779
	5	472,49	339,56	506,52	20,3821275
	6	321,84	231,24	341,97	18,1793552
	7	126,1	91,45	134,73	19,9399261
	8	117,85	84,84	126,99	21,6844603
	9	178,8	120,85	196,3	23,1941683
	ECART TYPE				1,55559526

ANNEXE 4 : Modelisation du B-SG-GG

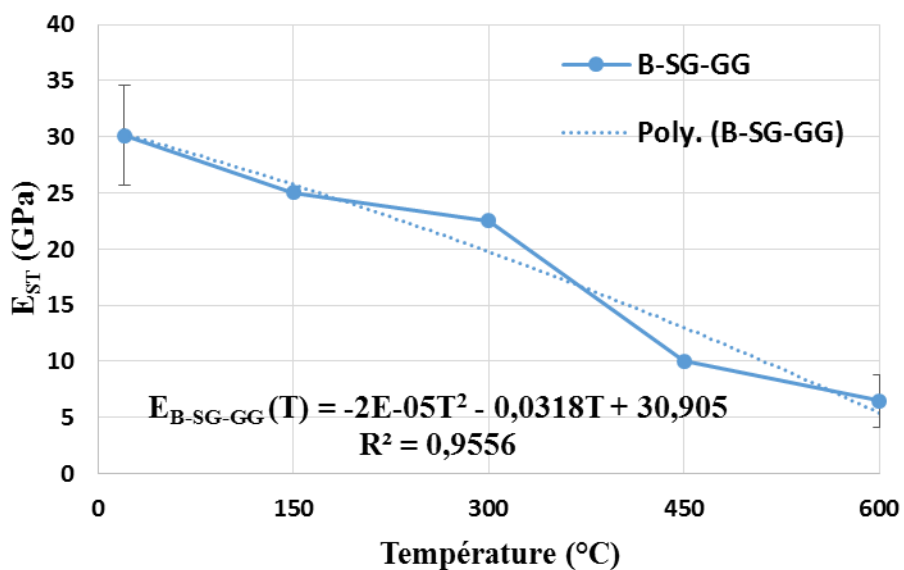


Figure 4.13 Annexe 4: Module de Young statique du béton B-SG-GG en fonction de la température

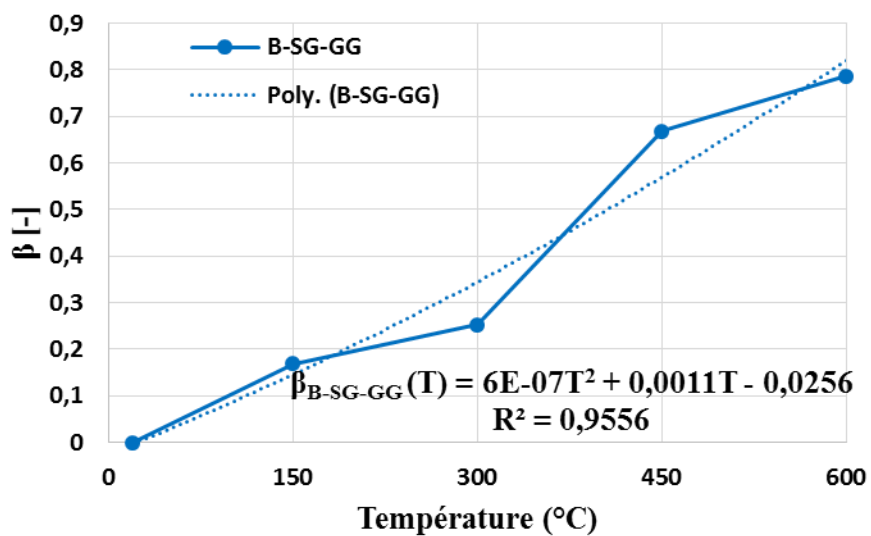


Figure 4.14 Annexe 4: Relation entre l'endommagement et la température du béton B-SG-GG

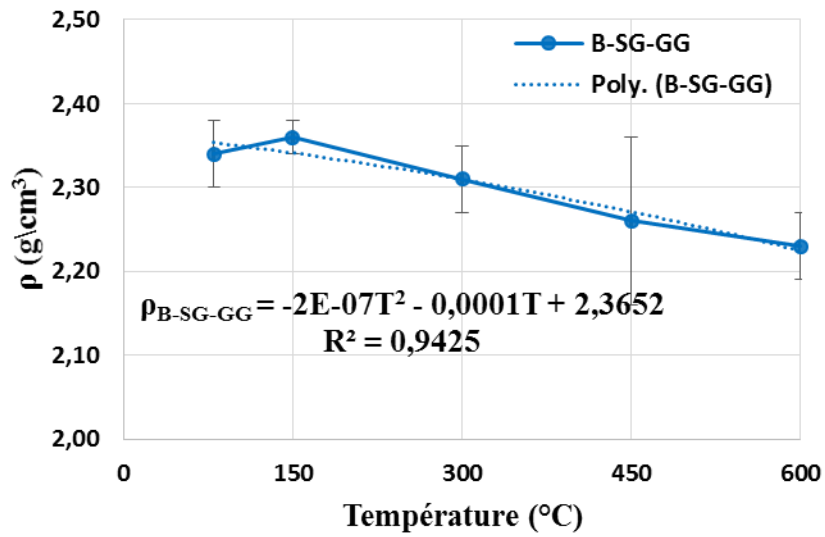


Figure 4.15 Annexe 4: Densité du béton B-SG-GG en fonction de la température

$$\left\{ \rho(T) \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial t^2} - E(T) \left[1 + (1 - 2\beta(T)) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right) - 3\beta(T) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right)^2 - \beta(T) \left(\frac{\partial w(z,t,T)}{\partial z} \right)^3 \right] \frac{\partial^2 w(z,t,T)}{\partial z^2} - \rho(T)g = F_m(z,t) \right.$$

Avec,

$$\left\{ \begin{aligned} E_{B-SG-GG}(T) &= ((-2 \times 10^{-5})T^2 - 0,0318T + 30,905) \text{ GPa} \\ \rho_{B-SG-GG}(T) &= ((-2 \times 10^{-7})T^2 - 0,0001T + 2,3652) \text{ g/cm}^3 \\ \beta_{B-SG-GG}(T) &= (6 \times 10^{-7})T^2 + 0,0011T - 0,0256 \end{aligned} \right.$$

Courbes contraintes déformations :

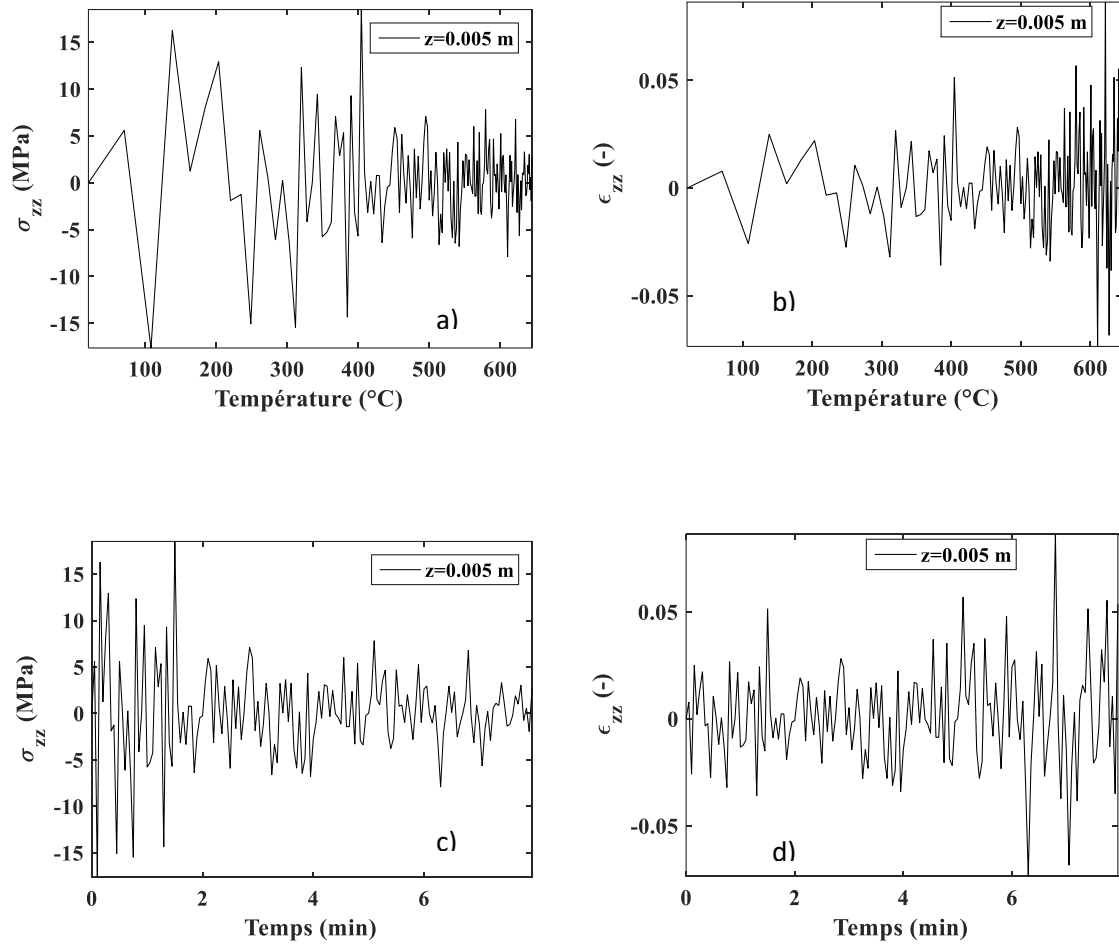


Figure 4.16 Annexe 4: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité libre d'une éprouvette en béton soumise à une charge mécanique constante dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps

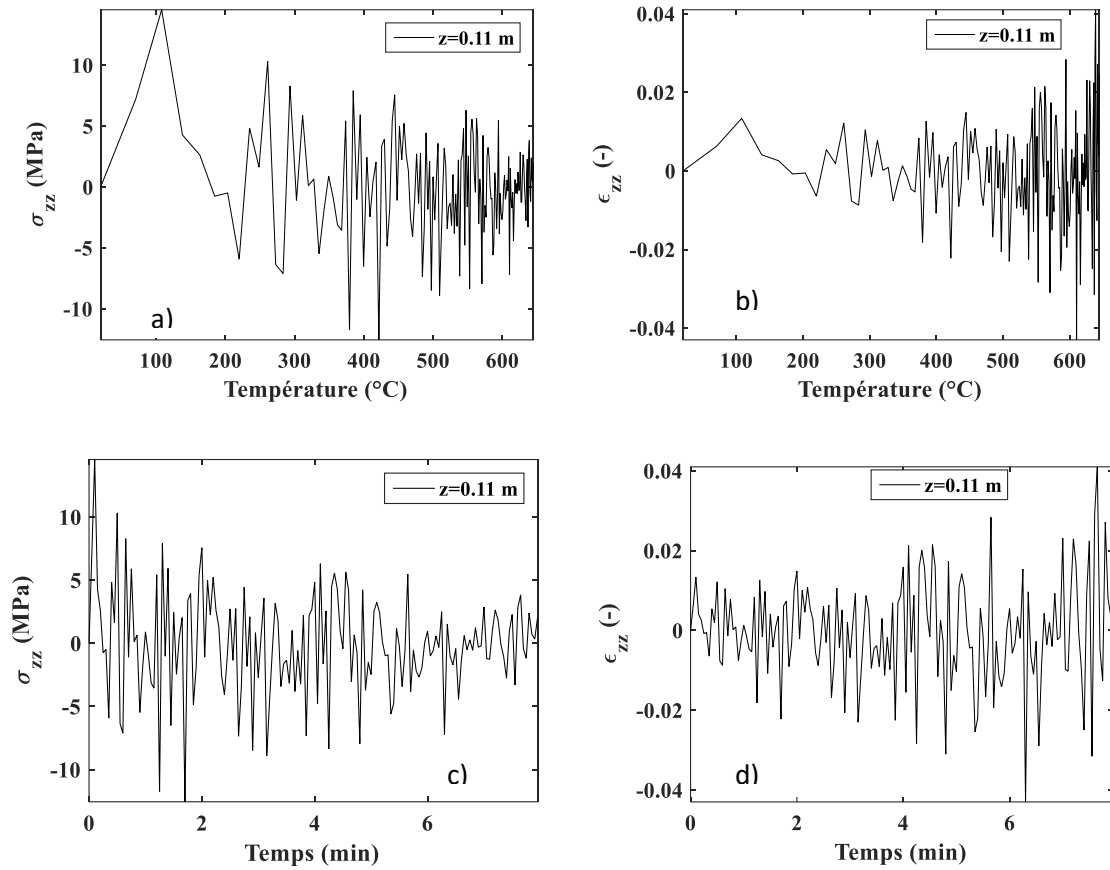


Figure 4.17 Annexe 4: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes au centre de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température : a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps

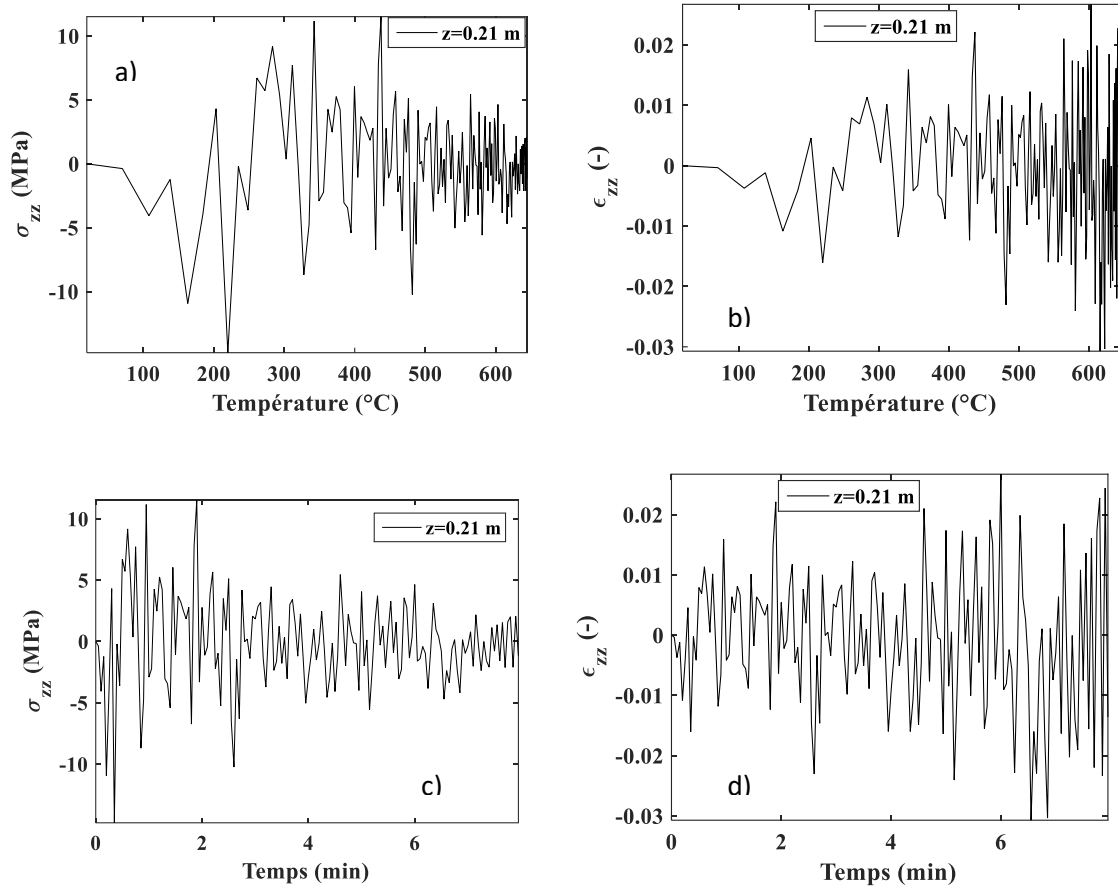


Figure 4.18 Annexe: Évolution de la contrainte interne et des déformations internes à l'extrémité fixe de l'éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps.

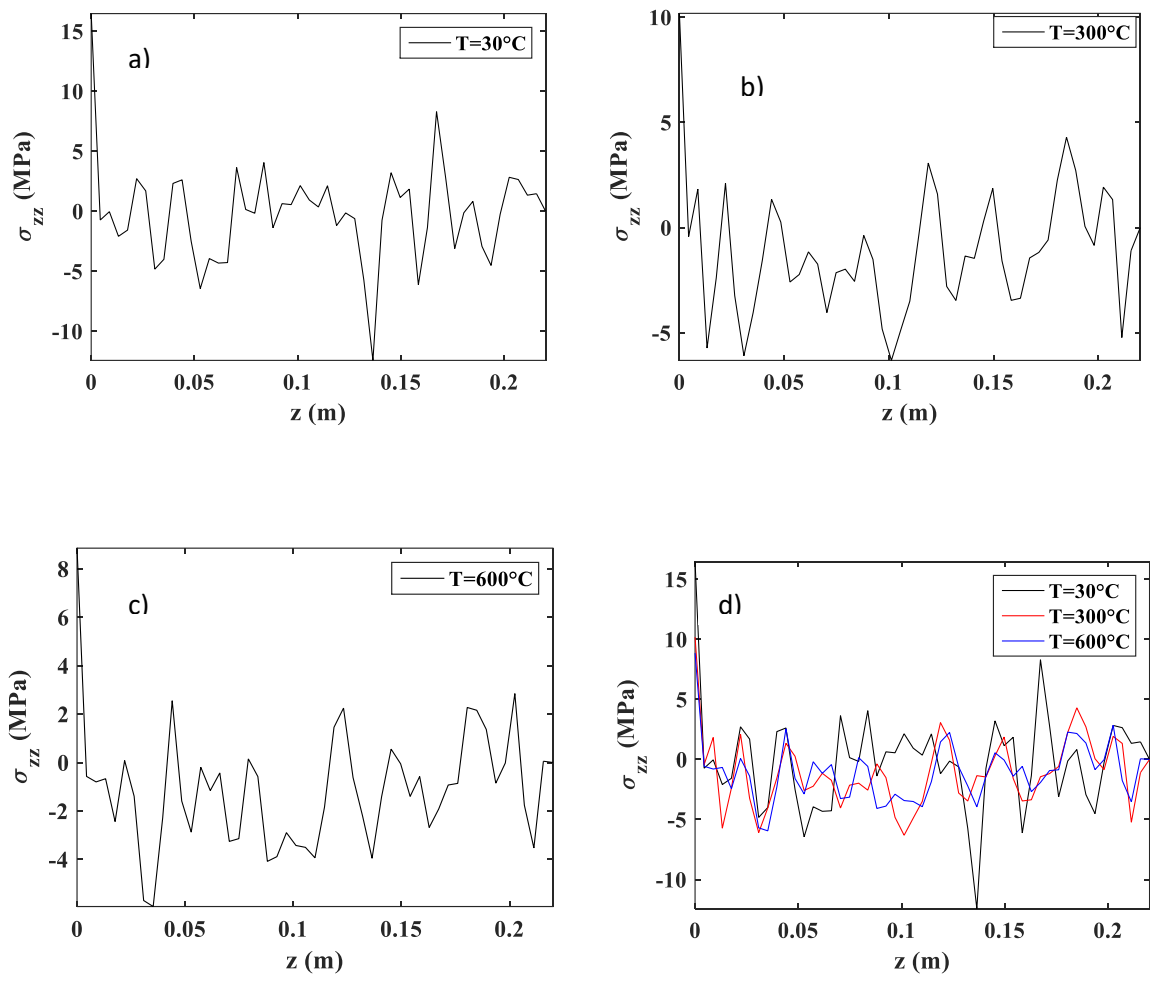


Figure 4.19 Annexe 4: Evolution de la contrainte en fonction de l'axe z : a) $T=30^\circ\text{C}$; b) $T=300^\circ\text{C}$; c) $T=600^\circ\text{C}$; d) Superposition des contraintes.

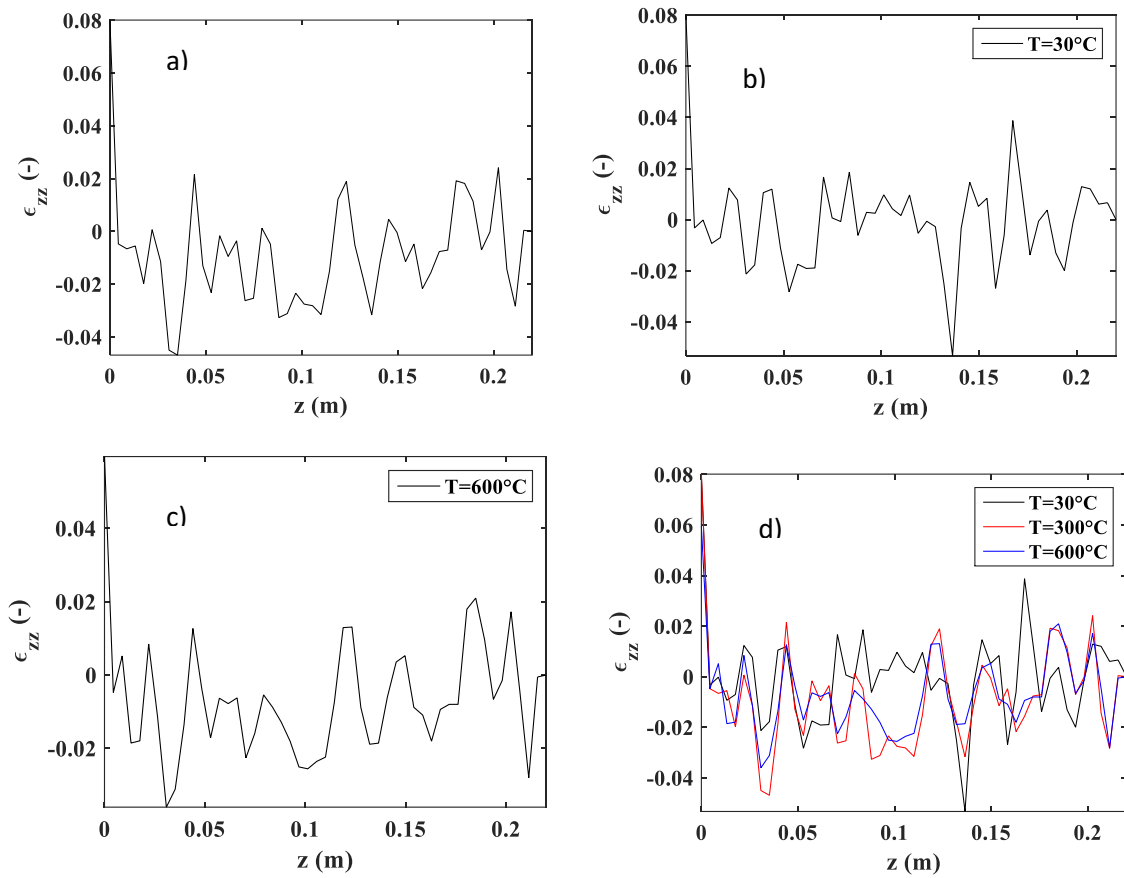


Figure 4.20 Annexe 4: Evolution des déformations internes en fonction de la longueur de l'éprouvette : a) $T=30^\circ\text{C}$; b) $T=300^\circ\text{C}$; c) $T=600^\circ\text{C}$; d) Superposition des déformations.

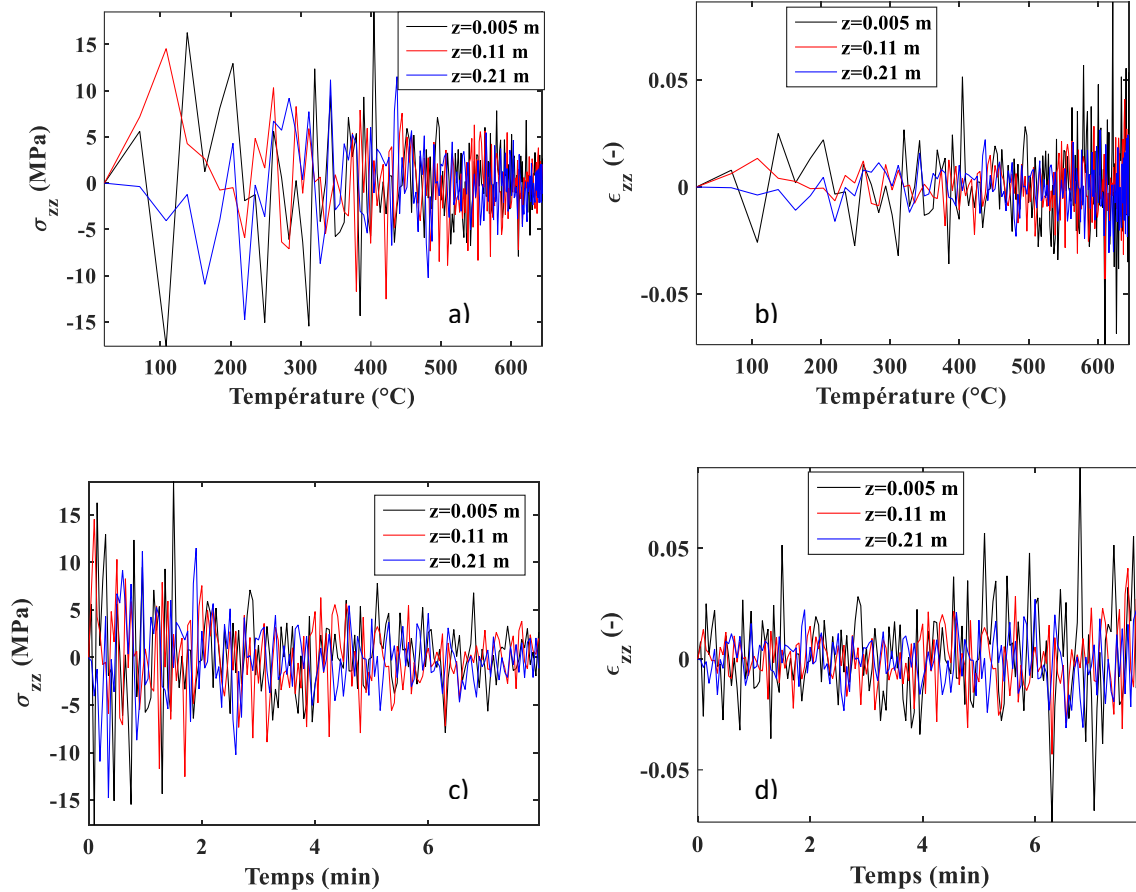


Figure 4.21 Annexe 4: Détails de la contrainte interne et de la déformation interne d'une éprouvette de béton soumise à une charge mécanique dans l'axe z après refroidissement, pour un endommagement variant avec la température. a) Contrainte uni-axiale avec la température ; b) Déformation uni-axiale avec la température ; c) Contrainte uni-axiale avec le temps et d) Déformation uni-axiale avec le temps