

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Serge KEBABTCHIEFF

rédaction

Rédacteur en chef
François Buyle-Bodin,
université de Lille

**Représentant l'Union
des Associations Françaises
de Génie Civil**



Jean-Marc Tanis (EGIS), Président

**Représentant
l'Association Française
de Génie Civil AFGC**



Bruno Godart (IFSTTAR), Président du CA
Patrick Guiraud (Cimbéton),
Président du Comité des Affaires Générales
Thierry Kretz (IFSTTAR),
Président du Comité Scientifique et Technique

**Représentant l'Association
Universitaire de Génie Civil**

AUGC



Olivier Plé,
Président du CA
Sofiane Amziane (Université de Clermont-
Ferrand), Président du Conseil Scientifique
Hélène Carré (université de Pau),
chargée du prix jeunes
chercheurs René Houpert

Représentant l'Ifsttar

Jean-Luc Clément, direction scientifique

**Représentant l'Union des Ingénieurs
et Scientifiques Francophones UISF**

Élie Absi, président

Relations internationales

Zoubeir Lafhaj, École Centrale de Lille

ABONNEMENT:

<http://www.eska.fr>

Editions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION: AGPA Editions

4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne

Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04

E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - à la rédaction

IMPRESSION :

Imprimé en France

sommaire

éditorial

JNB'2017

Journées nationales du béton de Tunisie

- Modélisation numérique de l'interaction entre les barres en PRFV et le béton pendant le processus d'hydratation 12
Numerical simulation of the interaction between early age concrete and GFRP rebars
Ahlem SDIRI, Slim KAMMOUN, Atef DAOUD
- Approche de type calcul à la rupture appliquée numériquement pour la prédiction de la résistance à la compression des bétons à hautes performances. 17
A yield design approach applied numerically to predict high strength concrete compressive strength
Ahmed NAIJA, Karim MILED, Oualid LIMAM
- Effets de la finesse des ciments composés au calcaire sur les propriétés des bétons ordinaires. 22
The fineness effects of portland-limestone cement on the properties of ordinary concrete
Aidi MARZOUKI, Mongi BEN OUEZDOU, Aouicha BEDDEY
- Reconstitution d'un mortier réfractaire à partir de déchets de briques silico-alumineux de cimenterie 28
Reconstruction of a refractory mortar from silica-aluminous brick waste in cement industry
Ameni BRAEIK, Abdelhamid R'MILI, Mohamed Naceur JELJELI
- Une nouvelle technique pour la détermination du module d'Young du béton à haute performance soumis à des cycles de chauffage-refroidissement 36
A new technique for the determination of the Young's modulus of high performance concrete subjected to heating-cooling cycles
Hassen SABEUR, Horacio COLINA
- Valorisation de déchets d'incinérateur : caractérisation expérimentale des performances thermiques et mécaniques du béton de granulats carbonatés 46
Valorization of incinerator solid waste: experimental characterization of the thermal and mechanical efficiencies of carbonated aggregates concrete
Imen RAHMOUNI, Geoffrey PROMIS, Abdelhamid R'MILI, Hassen BEJI, Oualid LIMAM
- Analyse du comportement élastique endommageable d'éléments fléchis en béton. 57
Analysis of damaging elastic behavior of concrete bending elements
Marwa LOUKIL, Wiem BEN HASSINE, Oualid LIMAM



ANNALES

■ Durabilité des bétons autoplaçants à base de déchets de marbre et de carrelage exposés à l'attaque du sulfate 62

Durability of self-compacting concrete made with marble and tile wastes and exposed to sulfate attack

Mohsen TENNICH, Mongi BEN OUEZDOU, Abderrazek KALLEL

■ Modélisation analytique de l'effet du squelette granulaire sur le fluage propre du béton 67

Analytical prediction of aggregates effects on basic creep of concrete

Rahma ZOUAOUI, Karim MILED, Oualid LIMAM

abstracts — résumés.....	7
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs.....	72



Photos de couverture : les auteurs
Crédits photos : les auteurs



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année 2017 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- Tarif FRANCE individuel (TTC) : **269 €** Tarif ETRANGER individuel (HT) : **326 €**
- Tarif FRANCE institution (TTC) : **337 €** Tarif ETRANGER institution (HT) : **388 €**

Je joins :

- Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
- Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 3/2017





éditorial

Les Journées Nationales du Béton (JNB) sont une manifestation scientifique biannuelle organisée depuis 2013 à Hammamet en Tunisie par le Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis et l'Association Tunisienne du Béton (ASTUB). Les deux premières éditions (JNB'13 et JNB'15) étaient réservées exclusivement aux chercheurs et professionnels Tunisiens et à partir de la troisième édition (JNB'17), les journées se sont ouvertes aux chercheurs francophones. Les JNB permettent aux chercheurs tunisiens en particulier et francophones en général d'exposer les résultats originaux de leurs travaux de recherche et de leurs développements technologiques portant sur les bétons et les composites cimentaires, en présence d'éminents chercheurs et experts internationaux en la matière. Les thèmes des JNB concernent la formulation, la caractérisation et la modélisation du comportement du ciment, béton et dérivées. Les JNB portent également sur l'étude du comportement des structures et ouvrages en béton armé et de leur durabilité. Par ailleurs, les Journées Nationales du Béton veulent instaurer un cadre d'échange fructueux entre chercheurs et industriels afin de créer une synergie de collaboration durable autour des nouveautés scientifiques et technologiques relatives au béton et ses applications.

Pour les Annales, les organisateurs des journées et des collègues universitaires français, ainsi que le président de l'AFGC Bruno Godart ont sélectionné un certain nombre de communications sur des sujets variés, béton, ciment, valorisation des déchets, renforts en composite, analyse du comportement mécanique.

Bonne lecture,

Le rédacteur en chef
Professeur François Buyle-Bodin

Les JNB se sont tenues du 5 au 7 mai 2017 à Hammamet en Tunisie. Le programme est présenté ci-après.

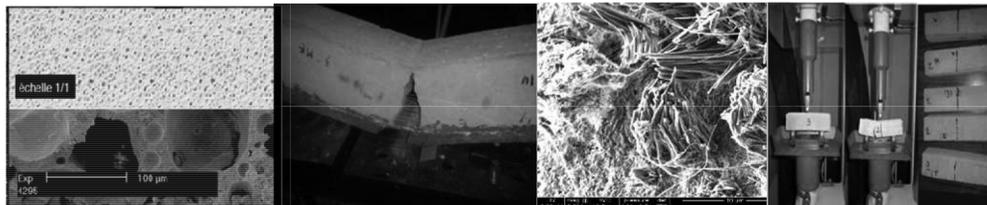




LES JOURNEES NATIONALES DU BETON Troisième édition JNB'17

Hammamet, du 5 au 7 mai 2017

Programme du séminaire



Coordinateurs : Oualid LIMAM (LGC-ENIT) et Moncef MAKNI (LGC-ISET SFAX)

**Laboratoire de génie civil - Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
BP. 37, Le Belvédère 1002, Tunis-Tunisie, Tél./ Fax : 71 87 57 26
Email : jnb17@astub.org.tn**





Vendredi 5 mai 2017 : Accueil et inscription des participants à partir de 15 H (Hôtel Le Sultan-Hammamet nord)		
Samedi 6 mai 2017		
08h 00	Inscription	
08h 30	Ouverture officielle des JNB'17 par Mr. H. Zenzri Directeur de l'ENIT	
SESSION 1 : Etude de la durabilité du béton , Présidée par E. Ghorbel (France)		
08h 50	B. Godart (IFSTTAR- Paris, Président AFGC, France)	CONFERENCE PLENIERE : Synthèse du projet de révision des recommandations françaises sur la prévention de la réaction sulfatique interne.
09h 30	H.Kallel (SIAME, France), H. Carré, C. La borderie	Évolution des propriétés mécaniques du béton en fonction de la température et du degré de saturation.
09h 50	B.K. Ben Ammar (UMK, Algérie), B.Mezghiche, S. Guettala	L'effet de l'étagage solaire sur la résistance à la compression des bétons.
10h 10	N.S.Fall (UCAD, Sénégal), D. Keinde, N. A. Sène, S. Ndoye, P. M. Guèye	Effet de la nature de l'eau en provenance du Sénégal sur l'essai de compression du béton
10h 30	A. Sdiri (LGC-ENIT/ENIG/ENIS), S. Kammoun, A. Daoud	Modélisation numérique de l'interaction entre les barres en PRFV et le béton pendant le processus d'hydratation.
10h50	R. Chaid (UMPE-UMBB/LMGCGM-INSA/CRSM-USBL), L. Molez, D. Rengeard, A. Perrot	Effet des cycles immersion-séchage sur le comportement des bétons à haute performance
11h 10	<i>Pause-café</i>	
SESSION 2 : Nouveaux liants hydrauliques Présidée par C. Djelal (France)		
11h40	C. Elazizi Riahi (LVMU-CNRS/LIMA-FSM), H. HAMMI, H. MAJDOUB, A. M'NIF	Utilisation de la poudre de biomasse dans les matériaux cimentaires : caractérisation des propriétés mécaniques et de la durabilité.
12h 00	A. Marzouki (LGC-ENIT/AMFJ/ISSET Radès), M. Ben Ouezdou, A. Beddey	Effets de la finesse des ciments composés au calcaire sur les propriétés des bétons ordinaires.
12h 20	A. Hasnaoui (L2MGC-UCP), E. GHORBEL, G. WARDEH	Étude des performances de ciments géopolymères à base de laitier et des cendres volantes.
12h 40	A. Bourguiba (UCP/FST), E. Ghorbel, W. Dhaoui	Influence d'un diluant sur le comportement rhéologique et mécanique d'un système époxy-amine utilisé comme liant pour les mortiers de résine.
13h 00	<i>Pause Déjeuner</i>	
SESSION 3 :Caractérisation et modélisation du comportement des bétons à l'état durci Présidée par A. Jelidi (Tunisie)		
14h 40	R. Zouaoui (LGC-ENIT), K.Miled , O.Limam	Modélisation analytique de l'effet du squelette granulaire sur le fluage propre du béton
15h 00	H.Sabeur (LGC-ENIT/ATILH) , H. Colina	Une nouvelle technique pour la détermination du module d'Young du béton à haute performance soumis à des cycles de chauffage-refroidissement.
15h 20	T. Achour (LGC-ENIT/LRMOED-ENIT), S. El EuchKhay, E. Jarraya, J. Neji	Modélisation mécanique des mélanges fillérisés à travers une caractérisation expérimentale - contexte tunisien
15h 40	M. Loukil (LGC-ENIT), W. Ben Hassine, O.Limam	Analyse du comportement élastique endommagable d'éléments fléchis en béton.
16h 00	A. Naija (LGC-ENIT), K. Miled, O. Limam	Approche de type calcul à la rupture appliquée numériquement à la microstructure des bétons à hautes performances.
16h20	M.Limaiem (LGC-ENIT), E.Ghorbel, O. Limam	Etude de l'effet de renforcement et réparation du béton avec des matériaux composites
16h40	<i>Pause-café</i>	
SESSION 4 : Caractérisation et modélisation du comportement du béton à l'état frais Présidée par par B. Godart (France)		
17h00	H. Kada (LGCGE, France), C. Djelal, A. Azzi, Y. Vanhove, Ol. Madec	Prédiction de la stabilité des bétons de paroi moulée par mesure de conductivité électrique.
17h20	M. Ellouze (LGC-ENIT/LIG-ENIT/ENIS), S. Ellouze, A. Daoud,	Renforcement des talus par clouage : étude analytique de la liaison entre clou de sol injecté par une pression de coulis de ciment et le sol pour clou en (Acier, PRFV)
17h 40	E.H. Kadri (L2MGC-UCP), H. SOUALHI, T.T. NGO	Estimer et améliorer les paramètres de pompage d'un béton à l'aide d'un tribomètre.
18h 00	C. Djelal (LGCGE), Y. Vanhove, K. El Cheikh, P. Pizette, S. Rémond	Étude des mécanismes survenant à l'interface béton/coffrage au moyen d'un modèle analogique.
18h20	M. Benhadji (LBE-USTHB, Algérie/MCB-UM), F. Kharchi, O. Bouksani Omar	Reprofilage des structures en béton avec BAP





Dimanche 7 mai 2017		
SESSION 5 : Bétons à base de granulats recyclés		
Présidée par J. Neji (Tunisie)		
09h 00	E. Ghorbel (L2MGC, Université de Cergy Pontoise, France)	CONFERENCE PLENIERE : Les granulats de démolition pour la formulation de bétons structuraux et durables : comportement mécanique, rupture et durabilité vis-à-vis du gel-dégel.
09h 40	I. Rahmouni (LGC-ENIT/LTI-UPJV), G. Promis , A.R'mili , H.Beji , O.Limam	Valorisation de déchets d'incinérateur : Caractérisation expérimentale des performances thermique et mécanique du béton de granulats carbonatés.
10h 00	I.Boussetta (LRMOED-ENIT/IJL-UMR), S. El Euch , J. Neji , J. Mallek , R. Trauchessec , A. Lecomte	Comportement du béton compacté au rouleau à base de fraisât d'enrobé.
10h 20	S. El Euch Ben Saïd (LRMOED-ENIT), S. El EuchKhay , T.Achour , A.Loulizi	Étude de l'adhérence fraisât-pâte de ciment dans l'aurole de transition du béton de fraisât.
10h 40	A. Braiek (LASMAP-EPT/LR03ES05-ENIT/ENSIT), A. R'mili , M.N. Jeljeli	Reconstitution d'un mortier réfractaire à partir de déchet de brique silico-alumineux de cimenterie.
11h 00	<i>Pause-café</i>	
SESSION 6 : Bétons à base de granulats recyclés		
Présidée par A. Loulizi (Tunisie)		
11h 30	S. Antit (LGC-ENIT/ISTEUB/LGCGE/UL), L.Ajam , P.Pizette , Y.MamindyPajany	Critères d'acceptabilité environnementale des déchets de démolition en Tunisie. Application aux déchets issus des murs de maçonnerie en briques.
11h 50	S. Omary (L2MGC-UCP, France), E. GHORBEL , G. WARDEH	Influence du taux d'air occlus sur la durabilité des bétons à granulats recyclés vis-à-vis de cycle gel-dégel.
12h 10	G. Wardeh (L2MGC-UCP, France), E. Ghorbel	Comportement d'adhérence et de fissuration des éléments en béton armé incorporant des agrégats recyclés.
12h 30	M. Tennich (LGC-ENIT/DGET-ISETR/SBA), M. Ben Ouezdou , A. Kallel	Durabilité des bétons autoplaçants à base des déchets de marbre et de carrelage exposés à l'attaque du sulfate.
12h 50	M. Benali (ESIERMEB/SETS/LGMECG-FSS/LGC-ENIT), C. Soussi , O.Benjeddou	Étude expérimentale de la formulation d'un mortier à base de plâtre et de sable pour la fabrication d'un nouveau bloc de brique.
13h 00	<i>Pause Déjeuner</i>	
SESSION 7 : bétons spéciaux		
Présidée par M. Ben Ouezdou (Tunisie)		
14h 20	M. Khemakem (SETS/LGC-ENIT), Z. Bouarada , O.Benjeddou , S. Ellouze , M.Tounsi	Réalisation d'un tronçon de piste en béton compacté au rouleau « BCR » dans la région du Kef.
14h 40	A.Trabelsi , Z. Kammoun , A. Beddey	Étude des caractéristiques mécaniques d'un béton à très haute performance à base de sable de dune.
15h 00	T.H. Douara (LDMM-FST-UD), S. Guettala	Effets de l'incorporation de sable de dune sur les propriétés d'un béton autoplaçant.
15h 20	E. Bouali (URGEMC-ENIS/L2MGC-UPC), M.J. ROUIS , E.H Kadri	Formulation des bétons lourds (d>2.7) à base de poudre de baryte et leurs applications dans les fondations profondes
15h 40	K. Saidani (LGC-ENIT/ISTEUB), L.Ajam , M. Ben Ouezdou	Effets de la baryte en poudre sur la durabilité d'un béton hydraulique.
16h 00	S. El EuchKhay (LRMOED-ENIT), A. Bouslah , T. Achour , J. Neji	Caractérisation et modélisation des performances des bétons routiers calcaires
16h20	S. Ben Sebti (UMC, Algérie), A. Chabane , S. Aggoun , H. Houari	Proposition d'un Essai pour la Caractérisation de la Ségrégation Verticale des BAP
16h40	<i>Clôture des JNB'17</i>	



MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE L'INTERACTION ENTRE LES BARRES EN PRFV ET LE BÉTON PENDANT LE PROCESSUS D'HYDRATATION

AHLEM SDIRI, SLIM KAMMOUN, ATEF DAOUD

Une étude numérique sur le processus d'hydratation du béton au jeune âge et son influence sur une barre en Polymère Renforcé par des Fibres de Verre (PRFV) a été effectuée. Pour tenir compte de l'augmentation de la température due à ce processus, un terme a été introduit dans l'équation de la chaleur modélisant le dégagement interne de la chaleur qui dépend du taux d'hydratation du béton. L'évolution de la variable d'hydratation est modélisée en adoptant la loi d'Arrhenius. L'évolution des caractéristiques mécaniques durant le durcissement du béton est contrôlée par les formules proposées par De Schutter. Par souci de simplicité, on s'est limité, dans ce papier, au comportement élastique linéaire pour toutes les phases. L'implémentation du modèle a été élaborée via la routine HETVAL du code de calcul ABAQUS. L'interaction entre le béton en phase de durcissement et la barre en PRFV a été mise en évidence à travers la simulation, par éléments finis, d'une poutre renforcée par une barre de diamètre 16mm. Une comparaison entre l'interaction béton/PRFV et l'interaction béton/acier a été établie en remplacement l'armature en PRFV par une armature en acier dans la poutre simulée.

NUMERICAL SIMULATION OF THE INTERACTION BETWEEN EARLY AGE CONCRETE AND GFRP REBARS

In this paper, the interaction of the GFRP rebars and the concrete during its hydration is simulated. The hydration process of the concrete is accompanied with the increase of its temperature. Thus, a term is integrated in the heat equation evolution which models the internal heat evolution. This heat evolution depends also of the hydration's degree. In fact this degree is determined by the use of the Arrhenius law. At this model, the mechanical terms of early age concrete are determined as function of the hydration's degree by the use of De Shutter's expressions. The numerical model is simulated by HETVAL user subroutines of ABAQUS. In order to model the interaction between the GFRP rebar and the early age concrete, a beam reinforced by one rebar (of diameter 16 mm) is modeled using the finite element method. As results, we made a comparison between the concrete/GFRP's interaction and concrete/steel's interaction.

APPROCHE DE TYPE CALCUL À LA RUPTURE APPLIQUÉE NUMÉRIQUEMENT POUR LA PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES

AHMED NAIJA, KARIM MILED, OUALID LIMAM

Dans ce travail, un modèle numérique discret est développé pour la prédiction de la résistance en compression simple des bétons

à hautes performances en fonction de leur microstructure. Cette dernière est générée selon la géométrie de Laguerre qui consiste à générer des granulats angulaires depuis des sphères de diamètres équivalents. En outre, pour tenir compte de l'effet de la taille et de la distribution spatiale des granulats, ces derniers sont générés à l'image de la granulométrie réelle et sont distribués aléatoirement dans une éprouvette cubique mais sans permettre leur chevauchement. Ensuite, un domaine de Voronoi représentant la zone d'influence de chaque granulat est déterminé, ce qui permet d'identifier les autres grains en interaction avec un granulat donné à travers la matrice cimentaire ainsi que les interfaces d'interaction et leurs caractéristiques géométriques. Ces données permettent d'attribuer une force d'interaction à chaque interface représentant la résultante de l'effort intérieur d'un grain voisin sur un granulat donné, quand l'éprouvette numérique du béton est soumise à un chargement de compression simple. Cette force d'interaction se compose d'une composante normale traduisant la compression et d'une composante tangentielle traduisant le cisaillement. La deuxième étape consiste à trouver les valeurs de ces forces par une approche de type calcul à la rupture. La résistance en compression simple du béton correspond ainsi à la contrainte macroscopique uniaxiale maximale pour laquelle l'équilibre mécanique de chaque particule est vérifié et le critère de résistance de chaque interface est respecté. Le même critère de résistance microscopique proposé par Miled *et al.* (2012) a été utilisé dans cette étude. Enfin, la confrontation des prédictions du modèle numérique proposé à des résultats expérimentaux issus de la littérature a montré une bonne concordance.

A YIELD DESIGN APPROACH APPLIED NUMERICALLY TO PREDICT HIGH STRENGTH CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH

In this work, a discrete numerical model is presented for the prediction of high strength concrete compressive strength according to its microstructure. The latter is generated according to the Laguerre geometry which consists in generating angular aggregates from spheres of equivalent diameters. In order to take into account, the effect of the size and spatial distribution of aggregates, the latter are generated according to the actual sieve curve and are randomly distributed in a cubic specimen, without allowing their overlapping. Then, a Voronoi domain representing the zone of influence of each aggregate is determined, which allows to identify the other grains interacting with a given aggregate through the cementitious matrix as well as the interaction interfaces and their geometrical characteristics. These data allow to assign an interaction force to each interface representing the internal action of a neighbouring grain on a given aggregate when the cubic test specimen is subjected to a uniaxial compression load. This interaction force consists of a normal compressive component and a tangential shear component. The second step consists on computing the values of these forces by running a yield design problem. The concrete compressive strength corresponds then to the maximum uniaxial macroscopic stress for which the mechanical equilibrium of

each particle is verified and the resistance criterion of each interface is respected. The same microscopic resistance criterion proposed by Miled et al. (2012) was used in this study. Finally, the comparison of the predictions of the proposed numerical model with experimental results taken from the literature showed a good agreement.

EFFETS DE LA FINESSE DES CIMENTS COMPOSÉS AU CALCAIRE SUR LES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS ORDINAIRES

AIDI MARZOUKI, MONGI BEN OUEZDOU, AOUICHA BEDDEY

Ce papier présente une étude effectuée sur des bétons réalisés avec sept ciments composés tunisiens fabriqués à l'échelle industrielle et ayant une quantité croissante d'un même calcaire. Le comportement des bétons a été examiné sous les aspects rhéologiques puis mécaniques entre trois jours et un an. L'absorption d'eau et la stabilité dimensionnelle ont été étudiées jusqu'à des échéances parfois plus longues. Les résultats montrent que les fillers calcaires ajoutés au ciment ont une action physique similaire à celle du clinker broyé vis-à-vis de la rhéologie des bétons. Ils ont une action plutôt bénéfique sur certaines propriétés physiques et mécaniques, comme par exemple la résistance au jeune âge, en relation avec la qualité du broyage des ciments. En général, leur usage conduit à des bétons aux propriétés tout à fait acceptables pour des utilisations courantes, du moins si la teneur n'excède pas 25% et si la finesse du broyage du ciment est satisfaisante.

THE FINENESS EFFECTS OF PORTLAND-LIMESTONE CEMENT ON THE PROPERTIES OF ORDINARY CONCRETE

This paper presents a study carried out on concrete made with seven Tunisian cements with varying limestone filler content and manufactured at an industrial scale. Rheological and mechanical aspects of the concrete's behavior were examined over a period of 3 day to 1 year age. Water absorption and dimensional stability (shrinkage and expansion) were also studied. The results show that limestone filler added to the Portland cement does not influence the rheology of concretes since they behave in a similar way compared to ground clinker. Moreover, adding limestone filler to Portland cement has a beneficial action on some of its properties, such as strength at early age related to the grinding quality of cement. To conclude, the addition of limestone filler leads to concretes of acceptable properties for current uses, provided that filler content does not exceed 25% and that the fineness of cement is satisfactory.

RECONSTITUTION D'UN MORTIER RÉFRACTAIRE À PARTIR DE DÉCHETS DE BRIQUES SILICO-ALUMINEUX DE CIMENTERIE

AMENI BRAEIK, ABDELHAMID R'MILI, MOHAMED NACEUR JELJELI

Les cimenteries sont des secteurs grands consommateurs d'énergie. Pour conserver la chaleur à l'intérieur des fours de cuisson, un revêtement est réalisé par un matériau réfractaire, sous forme de béton, mortier, coulis et briques. Ces briques réfractaires

subissent des dégradations dues essentiellement à l'élévation de la température. Elles doivent être changées périodiquement selon les zones de cuisson. Un stock de briques usagées non négligeable s'accumule dans les cimenteries et nécessite une valorisation adaptée à ce type de déchets.

Dans ce cadre, une étude a été menée pour la valorisation des déchets de briques réfractaires de la cimenterie CIOK pour la confection d'un matériau réfractaire sous forme de mortier ou de brique reconstituée. Après analyse minéralogique des déchets, une étude de formulation a été menée en substituant la poudre de déchet de briques au ciment à raison de 10 à 30 % pour la confection de plusieurs formules de mortier d'une part. D'autre part le remplacement partiel jusqu'à 60 % du sable siliceux par du sable de brique concassé a été effectué.

Les éprouvettes réalisées ont subi des essais de caractérisation physiques et mécaniques sous hautes températures allant jusqu'à 1 000°C. Les résultats obtenus montrent que les produits obtenus donnent des caractéristiques acceptables pouvant servir à la confection d'un matériau réfractaire exploitable dans le revêtement de différentes zones de cuisson du ciment.

RECONSTRUCTION OF A REFRACTORY MORTAR FROM SILICA-ALUMINOUS BRICK WASTE IN CEMENT INDUSTRY

The cement industry is the biggest consumer sector of energy. To keep heat inside the rotary kiln, a refractory lining is made in the form of concrete, mortar, grout and bricks. Because this refractory lining is subject to high thermal, mechanical and chemical stresses, it must be regularly relined according to the cooking zones. A large stock of used bricks accumulates in the cement industry. Therefore, a suitable valuation to this type of waste is required. In this context a study has been carried out for the recovery of the waste refractory brick in the CIOK cement industry in Tunisia for the manufacture of a refractory material in the form of mortar or reconstituted bricks. After a mineralogical analysis of the waste, a formulation study was carried out by substituting 10 to 30 percent of the brick waste cement powder to prepare a several mortar formulations on the one hand. In addition to this substitution, a partial replacement of up to 60 percent of silica sand with crushed brick sand was also carried out.

The test pieces were subjected to physical and mechanical characterization tests at high temperature up to 1000°C. Obtained results show that the recycled products have acceptable characteristics for the reconstitution of refractory material that can be used in the lining rotary kiln in various cement firing zones.

UNE NOUVELLE TECHNIQUE POUR LA DÉTERMINATION DU MODULE D'YOUNG DU BÉTON À HAUTE PERFORMANCE SOUMIS À DES CYCLES DE CHAUFFAGE-REFROIDISSEMENT

HASSEN SABEUR, HORACIO COLINA

Dans ce travail, une technique originale pour la détermination du module d'Young du béton à haute performance (BHP) est présentée en étudiant les variations de la déformation élastique à hautes températures et sous charge constante.



Deux types de conditions ont été appliqués : des conditions accidentelles avec une montée en température de $1.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ où des spécimens en béton à haute performance (BHP) ont subi des cycles de chauffage-refroidissement avec une température maximale égale à 400°C ; et des conditions de service avec une montée de $0.1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ et 220°C comme température maximale. Le présent travail analyse les différences entre la valeur du module d'Young à différents moments ; au début de l'essai (à température ambiante), à la fin des plateaux de températures : 150°C , 200°C , 300°C et 400°C et à la fin de la partie de refroidissement de chaque variation. En outre, l'influence de la vitesse de chauffage sur la variation du module d'Young correspondant sous CA et CS sont d'un intérêt considérable.

A NEW TECHNIQUE FOR THE DETERMINATION OF THE YOUNG'S MODULUS OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE SUBJECTED TO HEATING-COOLING CYCLES

In this work, an original technique for the determination of the Young's modulus of high performance concrete (HPC) is presented by studying the variations of the elastic strain at high temperatures and under constant load. Two types of conditions were applied: Accidental Conditions (AC) with a rise in temperature of $1.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ where high performance concrete specimens (HPC) underwent heating-cooling cycles and a maximum temperature of 400°C . And Service Conditions with a rise of $0.1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ and 220°C as maximum temperature. The present work analyzes the differences between the Young's modulus values at different times; at the beginning of the test (at room temperature), at the end of the temperature plateaus: 150°C , 200°C , 300°C and 400°C and at the end of the cooling part of each variation. Furthermore, the influence of the heating rate on the variation of the corresponding Young's modulus under AC and SC is of considerable interest.

VALORISATION DE DÉCHETS D'INCINÉRATEUR : CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE DES PERFORMANCES THERMIQUES ET MÉCANIQUES DU BÉTON DE GRANULATS CARBONATÉS

IMEN RAHMOUNI, GEOFFREY PROMIS, ABDELHAMID R'MILI, HASSEN BEJI, OUALID LIMAM

Cet article présente une étude de formulation et de caractérisation de bétons d'éco-granulats issus d'une nouvelle technologie : la carbonatation accélérée, développée par l'Université de Greenwich (Kent, Royaume-Uni).

Ces éco-granulats à bilan carbone négatif, obtenus par combinaison de sous-produits industriels ou de déchets d'incinérateurs avec du dioxyde de carbone (CO_2), ont des caractéristiques particulières leur conférant un intérêt certain dans le domaine du génie civil.

Au cours de ce travail, les granulats carbonatés ont été analysés en laboratoire à travers une caractérisation morphologique, physique, mécanique et thermique afin de les valoriser dans la confection de béton. Les résultats obtenus ont également été confrontés aux caractéristiques de granulats de référence (granulats naturels et granulats d'argile expansée).

A l'aune de ces résultats, des bétons à base des granulats carbonatés ont été formulés. Les bétons à base d'éco-granulats ont ainsi été caractérisés de point de vue physico-mécanique et thermique et comparés à des bétons de référence. Les résultats obtenus prouvent l'intérêt à approfondir la caractérisation des granulats carbonatés et à optimiser les compositions des bétons correspondants pour l'obtention des performances suffisantes.

VALORIZATION OF INCINERATOR SOLID WASTE: EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF THE THERMAL AND MECHANICAL EFFICIENCIES OF CARBONATED AGGREGATES CONCRETE

This paper focuses on the formulation and characterization of concretes based on eco-aggregate produces from an accelerated carbonation technology developed by the University of Greenwich (Kent, UK). These carbon negative eco-aggregates, obtained by combining industrial by-products or incinerator solid waste with carbon dioxide (CO_2), have particular characteristics giving them a definite interest in the field of civil engineering. During this work, the carbonated aggregated were analyzed in the laboratory through morphological, physical, mechanical and thermal characterizations in order to enhance them in concrete manufacturing. The results obtained were also compared with the characteristics of reference aggregates (natural aggregates and expanded clay). In the light of these results, concretes based on the carbonated aggregates were formulated. Then, these concretes have been characterized from physical, mechanical and thermal efficiencies and have been compared with reference concretes. The results obtained prove the interest to deepen the characterization of the carbonated aggregates and to optimize the composition of the studied concretes in order to obtain their best performances.

ANALYSE DU COMPORTEMENT ÉLASTIQUE ENDOMMAGEABLE D'ÉLÉMENTS FLÉCHIS EN BÉTON

MARWA LOUKIL, WIEM BEN HASSINE, OUALID LIMAM

Plusieurs modèles constitutifs du béton ont été adaptés pour l'étude de son comportement mécanique, notamment la théorie d'endommagement afin de décrire la dégradation par microfissuration de ce matériau. Le modèle de Mazars a été choisi comme le modèle de base pour le développement de cette étude. Le comportement du béton est décrit à l'aide d'un modèle d'élasticité couplé à l'endommagement implémenté dans le code aux éléments finis Cast3M. Dans le cadre de la théorie des poutres, un modèle analytique, permettra de prédire le comportement élastique-endommageable généralisé et qui porte sur l'évolution du moment en fonction de la courbure. Finalement, une comparaison entre les deux modèles numérique et analytique sera établie.

ANALYSIS OF DAMAGING ELASTIC BEHAVIOR OF CONCRETE BENDING ELEMENTS

Several models of concrete have been adapted for the study of its mechanical behavior, including the theory of damage in order to describe the degradation by microcracking of this material. The Mazars model has been chosen as the basic model for the deve-





lopment of this study. The behavior of the concrete is described using a model of elasticity coupled to damage and implemented in the Cast3M finite element code. In the framework of beams theory, an analytical model is developed and allows to predict the generalized damaging elastic behavior of concrete bending elements. Finally, a comparison between the two numerical and analytical models is conducted.

DURABILITÉ DES BÉTONS AUTOPLAÇANTS À BASE DE DÉCHETS DE MARBRE ET DE CARRELAGE EXPOSÉS À L'ATTAQUE DU SULFATE

MOHSEN TENNICH, MONGI BEN OUEZDOU, ABDERRAZEK KALLEL

L'objectif de cet article est d'étudier les comportements des bétons autoplaçants à base des déchets de marbre et de carrelages (BAPDs) vis-à-vis aux dégradations chimiques dues à l'attaque sulfatique externe qui peuvent exister dans les eaux ou les sols agressifs.

Dans le présent travail, des différents types des échantillons des BAPDs ont été exposés aux différentes formes d'attaque externe de sulfate. Ce travail est réalisé tout en se référant à un béton autoplaçant témoin (BAPT) et à un béton ordinaire vibré (BOV). La formulation des bétons est effectuée par le logiciel « Béton Lab Pro2 ». Les échantillons de différents bétons ont été immergés, dans une solution de sulfate de sodium (forme liquide d'attaque de sulfate). D'autres échantillons de ces bétons ont également été placés dans une salle de charge des batteries de véhicules pour assurer leur exposition à la forme gazeuse de sulfate par le dégagement de dioxyde de soufre dans le hall. Pour évaluer le comportement des échantillons des bétons à l'attaque de sulfate externe, le suivi de la variation leur masse ainsi que la détermination de leur module d'élasticité dynamique par l'essai ultrasonique ont été adoptés. Des mesures multiples de ces propriétés ont été prises pour chaque 60 jours d'exposition et jusqu'à une période de vingt mois. Les résultats des essais effectués ont montré que les BAPDs ont une bonne résistance à l'attaque externe de sulfate, même pour une exposition sévère au sulfate avec la solution de sulfate de sodium, notamment pour le béton autoplaçant à base des déchets de marbre.

DURABILITY OF SELF-COMPACTING CONCRETE MADE WITH MARBLE AND TILE WASTES AND EXPOSED TO SULFATE ATTACK

The objective of this article is to study the behavior of self-compacting concrete based on marble and tiles wastes (BAPDs) with respect to chemical degradations due to external sulphate attack that may exist in water or aggressive soil. In the present work, different types of samples of BAPDs have been exposed to different forms of external sulfate attack. This work is carried out while referring to a reference self-compacting concrete (BAPT) made with limestone filler and an ordinary vibrated concrete (BOV).

The concrete method formulation is based on "Concrete Lab-Pro2" software. The samples of different concretes were immersed in a solution of sodium sulfate (liquid form of sulfate attack). Other samples of these concretes were also placed in a vehicle battery charging hall to ensure their exposure to the gaseous

form of sulfate through the release of sulfur dioxide gas in the hall. Then, in order to evaluate the behavior of the concrete samples against different forms of external sulfate attack, the change in their masses was monitored as well as the determination of their dynamic elastic modulus by the ultrasonic test was performed. Multiple measurements of these properties were taken for each 60 days of exposure and up to twenty months period. The results showed that BAPDs have good resistance to external sulfate attack, even in severe exposure to the sulfate with sodium sulfate solution, and especially for the self-compacting concrete made with marble waste.

MODÉLISATION ANALYTIQUE DE L'EFFET DU SQUELETTE GRANULAIRE SUR LE FLUAGE PROPRE DU BÉTON

RAHMA ZOUAOU, KARIM MILED, OUALID LIMAM

Sous une charge maintenue constante au cours du temps, des conditions isothermes et sans échange d'humidité avec l'extérieur, le béton développe des déformations différées de fluage propre qui sont fortement liées à sa composition hétérogène et à sa microstructure. Afin de prédire ces déformations, le béton est modélisé par un composite à trois phases ; des granulats (phase inclusions) entourés chacun par une auréole de transition (phase ITZ) d'épaisseur variable, et noyés tous dans une pâte de ciment durcie (phase pâte). D'abord, la fraction volumique de l'ITZ est évaluée analytiquement en se basant sur une modélisation discrète et probabiliste de la microstructure du béton, proposée récemment par Zouaoui *et al.* [1]. Ensuite, le modèle d'homogénéisation trisphère, proposé initialement par Le Roy [2] pour prédire le module d'Young effectif d'un composite cimentaire à deux phases (sans ITZ), a été étendu pour prendre en compte l'auréole de transition entre les granulats et la pâte cimentaire. Ainsi, le module d'Young instantané du béton ensuite son module différé sont évalués analytiquement par ce modèle micromécanique quadrisphère où la pâte de ciment et l'auréole de transition ont un comportement viscoélastique linéaire non vieillissant de type Kelvin-Voigt généralisé et les granulats sont supposés élastiques linéaires. Selon le modèle proposé, le module différé effectif du béton est prédit au cours du temps en fonction du module différé de la pâte cimentaire et des caractéristiques géométriques du squelette granulaire et de l'auréole de transition (volume et compacité granulaires, distribution de taille des granulats et épaisseur de l'auréole de transition). La validité du modèle proposé est discutée en comparant ses prédictions avec des résultats expérimentaux issus de la littérature.

ANALYTICAL PREDICTION OF AGGREGATES EFFECTS ON BASIC CREEP OF CONCRETE

Under a sustained load, a constant temperature and without moisture exchange with the external environment, concrete continues to deform. This phenomenon called basic creep is strongly related to the concrete microstructure. In this work, in order to predict basic creep modulus, concrete is modelled as a three phase material formed by aggregates surrounded by an interfacial transition zone (ITZ) having a variable thickness and embedded in a hardened cement paste. First, the ITZ





volume fraction is evaluated analytically based on a probabilistic mechanical model proposed recently by Zouaoui et al. (2016). Then, The Young's modulus and the basic creep modulus are evaluated also analytically by a four-sphere homogenization model where the cement paste and the ITZ are characterized by non-aging linear viscoelastic behaviours and the aggregates are assumed elastic. Using the proposed model, the creep modulus of concrete is predicted over time as a function of

the basic creep modulus of the cement paste, the aggregates characteristics and the ITZ properties. Results of the proposed analytical model confirm that aggregates volume fraction is the main parameter governing the concrete basic creep modulus and that other parameters related to aggregates have secondary effects on the basic creep of concrete. Finally, the validity of the proposed model is discussed through a comparison between its predictions and experimental data taken from literature.





MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE L'INTERACTION ENTRE LES BARRES EN PRFV ET LE BÉTON PENDANT LE PROCESSUS D'HYDRATATION

NUMERICAL SIMULATION OF THE INTERACTION BETWEEN EARLY AGE CONCRETE AND GFRP REBARS

Ahlem SDIRI⁽¹⁾, Slim KAMMOUN^{(1),(2)}, Atef DAOUD^{(1),(3)}

⁽¹⁾ Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis,
Laboratoire de Génie Civil. Tunisie

⁽²⁾ Université de Gabés, École Nationale d'Ingénieurs de Gabés. Tunisie

⁽³⁾ Université de Sfax, École Nationale d'Ingénieurs de Sfax. Tunisie

1. INTRODUCTION

Au jeune âge le béton subit un processus thermochimique complexe, qui s'opère en différentes étapes et périodes. Ce phénomène est désigné par le terme hydratation. Les réactions chimiques, qui se produisent durant cette phase, sont responsables au dégagement de la chaleur engendrant des variations de volume, d'une part, et l'augmentation progressive de la résistance du matériau et l'affinement de la porosité, de l'autre part. Cette hydratation est accompagnée par différents types de retrait : principalement le retrait endogène et le retrait thermique [1]. En ce qui concerne le renforcement du béton, on observe une tendance, durant ces dernières décennies, à substituer les armatures en acier par des armatures en matériaux composites en particulier les Polymères Renforcés par des Fibres de Verre (PRFV). Le grand avantage

de cette alternative est d'éliminer le problème de corrosion des armatures. Cependant, plusieurs questions persistent chez les potentiels utilisateurs de cette technologie de renforcement. En effet, ces barres possèdent un coefficient d'expansion thermique faible dans le sens longitudinal contrôlé par les fibres et un CET important dans le sens radial (2 à 5 fois celui du béton). La différence donc entre les coefficients de dilatation thermique des barres PRFV et du béton dans le sens radial qui pourrait être à l'origine d'une perte de résistance de la liaison PRFV-béton [2]. Dans cette contribution, une étude thermochimique de l'hydratation de béton a été établie en premier lieu en déterminant par une approche mathématique et numérique l'évolution de degré d'hydratation. Ce dernier dépend notamment de la température et de la chaleur dégagée pendant l'hydratation. Elle est déterminée par la méthode des éléments finis « ABAQUS ».



En deuxième lieu, on a déterminé la déformation thermique résultante dans le béton renforcée en PRFV.

2. HYDRATATION DU BÉTON

2.1. Modèle thermochimique

L'hydratation de béton a un caractère exothermique. L'évolution de la réaction d'hydratation du matériau dans le temps est caractérisée par un degré d'hydratation (ξ) qui est un indice fondamental pour évaluer le comportement du béton durant son durcissement.

L'évolution de la température est obtenue à partir de l'équation de la chaleur qui inclut un terme caractérisant le dégagement de chaleur durant l'hydratation.

$$\rho c \dot{T} = k \nabla \cdot (\nabla T) + \rho Q_{\xi} \dot{\xi} \quad \text{Équation 1}$$

Avec : \dot{T} est le taux de la température, k est la conductivité thermique du béton, Q_{ξ} présente la chaleur latente massique, $\dot{\xi}$ est le taux de degré d'hydratation et c chaleur spécifique massique. Le modèle thermochimique étudié est basé sur l'approche macroscopique proposée par Ulm et Coussy [3]. Ils ont établi deux lois constitutives qui décrivent l'hydratation tout en étudiant le problème d'un point de vue thermodynamique. La résultante de ces deux lois s'écrit comme suit :

$$\tilde{A} = \eta A \quad \text{Équation 2}$$

Avec A est l'affinité chimique $\tilde{A}(\xi)$ est l'affinité chimique normalisée. Cette affinité chimique normalisée caractérise l'évolution macroscopique de chaque réaction d'hydratation de béton au jeune âge. η est la perméabilité liée directement à la micro-circulation de l'eau dans les hydrates formés. Puisque la réaction d'hydratation est thermo-activée, son évolution est décrite par la loi d'Arrhenius :

$$\dot{\xi} = \tilde{A}(\xi) \cdot \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \quad \text{Équation 3}$$

Avec Ea est l'énergie d'activation, R est la constante des gaz parfaits égale à $8.314 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ et T est la température. L'expression de η décroît avec l'augmentation du degré d'hydratation ξ [4]. Elle est écrite sous la forme suivante :

$$\eta = \frac{1}{n_0} \exp\left(-\frac{\bar{n}\xi}{\xi_{\infty}}\right) \quad \text{Équation 4}$$

n_0 est le paramètre qui décrit la viscosité initiale de béton, \bar{n} représente la variation de viscosité pendant l'hydratation du béton et ξ_{∞} présente le degré d'hydratation finale du béton. Concernant l'affinité chimique [4], elle s'écrit comme suit :

$$A = k \left(\frac{A_0}{k\xi_{\infty}} + \xi \right) (\xi_{\infty} - \xi) \quad \text{Équation 5}$$

Avec : A_0 représente l'affinité chimique initiale et k est un paramètre lié au taux d'hydratation.

On déduit à partir de l'équation 3 l'expression de la variation de degré d'hydratation de béton $\dot{\xi}$:

$$\dot{\xi} = \frac{k}{n_0} \left(\frac{A_0}{k\xi_{\infty}} + \xi \right) (\xi_{\infty} - \xi) \exp\left(-\frac{\bar{n}\xi}{\xi_{\infty}}\right) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right)$$

Équation 6

2.2. Implémentation numérique du modèle thermochimique

Numériquement on considère à un instant t_{n+1} le degré d'hydratation ξ_{n+1} et la température T_{n+1} .

L'expression de $\dot{\xi}$ devient alors :

$$\dot{\xi} = \frac{\xi_{n+1} - \xi_n}{\Delta t} \quad \text{Équation 7}$$

Avec Δt est l'incrément de temps.

En introduisant l'expression de $\dot{\xi}$

$$\left(\xi = \frac{k}{n_0} \left(\frac{A_0}{k\xi_{\infty}} + \xi \right) (\xi_{\infty} - \xi) \exp\left(-\frac{\bar{n}\xi}{\xi_{\infty}}\right) \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \right) \text{équation 6) dans l'équation 7 on trouve l'expression suivante :$$

on trouve l'expression suivante :

$$\xi_{n+1} - \xi_n - \frac{k}{n_0} \left(\frac{A_0}{k\xi_{\infty}} + \xi_{n+1} \right) (\xi_{\infty} - \xi_{n+1}) \exp\left(-\frac{\bar{n}\xi_{n+1}}{\xi_{\infty}}\right) \exp\left(-\frac{Ea}{RT_{n+1}}\right) = 0$$

Équation 8

L'algorithme de l'évolution du degré d'hydratation a été implémenté dans la routine HETVAL d'ABAQUS. La résolution numérique de l'équation 8 (non linéaire) est effectuée selon le schéma de Newton-Raphson.

2.3. Évolution des caractéristiques mécaniques du béton au jeune âge

Selon De Schutter [5], le module d'Young E et la résistance R_c à la compression de béton dépendent du degré d'hydratation selon les formules suivantes :

$$E(\xi) = E_{\infty} \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^a \quad \text{Équation 9}$$

$$R_c(\xi) = R_{c\infty} \left(\frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \right)^a \quad \text{Équation 10}$$

Avec : $R_{c\infty}$ est la résistance en compression finale (lorsque $\xi = \xi_{\infty}$), E_{∞} est le module d'Young final (lorsque $\xi = \xi_{\infty}$), ξ_0 est le seuil de percolation mécanique ($\xi_0 = 0.15$) [6], a est un paramètre de calage qui dépend du matériau ($a=0.84$) [6].

Concernant le coefficient de Poisson ν , il s'écrit en fonction du degré d'hydratation comme suit :

$$\nu(\xi) = 0.18 \sin \frac{\pi \xi}{2} + 0.5 \exp(-10\xi) \quad \text{Équation 11}$$

3. APPLICATION

3.1. Modèle et Paramètres

Afin de simplifier les phénomènes qui peuvent se produire durant le durcissement du béton, on a choisi, dans cette contribution, un comportement élastique linéaire pour le béton, le PRFV et



Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques du béton durci et des armatures en PRFV [7] et en acier.

	Densité (kg/m ³)	Module d'Young longitudinal (MPa)	Module d'Young transversale (MPa)	Coefficient de Poisson longitudinal	Coefficient de Poisson Transversal
Béton PRFV	2402	33000	33000	0.15	0.15
	2200	60000	14000	0.22	0.3
Acier	7800	210000	21000	0.3	0.3

Tableau 2 : Caractéristiques thermiques du béton durci et des armatures en PRFV [7] et en acier.

	Conductivité (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	Expansion thermique longitudinal (10 ⁻⁵ mm/mm/°C)	Expansion thermique transversale (10 ⁻⁵ mm/mm/°C)
Béton PRFV	1.3	0.5	0.5
	0.5	0.6	2.2
Acier	50	0.5	0.5

l'acier. La structure à modéliser est une poutre en béton ordinaire (figure 1). On a considéré deux cas de renforcement : une armature en PRFV de diamètre 16 mm et une autre de même diamètre en acier. Les caractéristiques mécaniques et thermiques de ces deux armatures sont illustrées respectivement dans le tableau 1 et le tableau 2.

Le béton à étudier est ordinaire ayant les caractéristiques après durcissement décrites dans les tableaux 1 et 2.

La déformation est considérée libre c'est-à-dire on bloque une seule face et on laisse la deuxième libre. Concernant la condition thermique, elle est considérée adiabatique avec une température initiale $T_0 = 17^\circ\text{C}$. La liaison béton-armature est considéré parfaite.

Le tableau 3 illustre les paramètres thermochimiques. Ces paramètres ont été identifiés à travers une analyse inverse réalisée sur des résultats expérimentaux obtenus par Gargouri *et al.* [6].

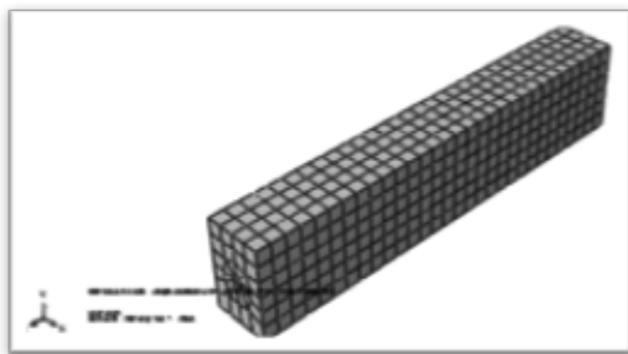


Figure 1 : Maillage de la poutre en béton renforcée par une barre $\Phi 16$.

3.2. Résultats

La courbe, dans la figure 2, illustre la variation de l'affinité chimique \tilde{A} en fonction du temps. Elle atteint une valeur maximale après 18 heures. Cette augmentation est expliquée par le fait que l'hydratation se produit rapidement pendant les premières heures. Ensuite elle commence à décroître jusqu'à s'annuler.

La figure 3 illustre la variation de la température adiabatique en fonction du temps. Elle augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale de l'ordre de 68°C , en se stabilisant après. On voit clairement la coïncidence entre la courbe expérimentale obtenue par Gargouri *et al.* [6] et la courbe numérique de la température en fonction de temps en conditions adiabatiques.

Pour la figure 4, on remarque que le degré d'hydratation du béton poursuit une augmentation pareille à celle de la température en fonction du temps jusqu'à ce qu'elle atteigne la valeur de degré d'hydratation finale $\xi_\infty = 0.69$.

Les courbes illustrées dans la figure 5 montrent la variation des déformations au niveau de la section médiane dans les 3 cas suivants : poutre sans renforcement, poutre renforcée par une armature en acier et une poutre renforcée par une armature en

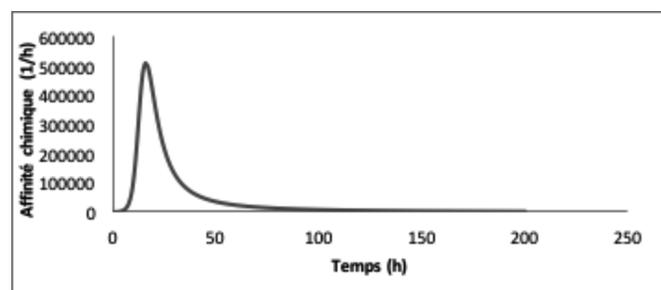


Figure 2 : Variation de l'affinité chimique en fonction du temps.

Tableau 3 : Paramètres du modèle thermochimique.

	ξ_∞	$\frac{k}{n_0} (10^8 \text{h}^{-1})$	\bar{n}	$\frac{A_0}{k} (10^{-5})$	$\frac{Ea}{R} (^\circ\text{K})$	$Q_\xi (10^8 \text{J/m}^3)$
Béton ordinaire	0,69	0.2	6.5	1	5000	1.7



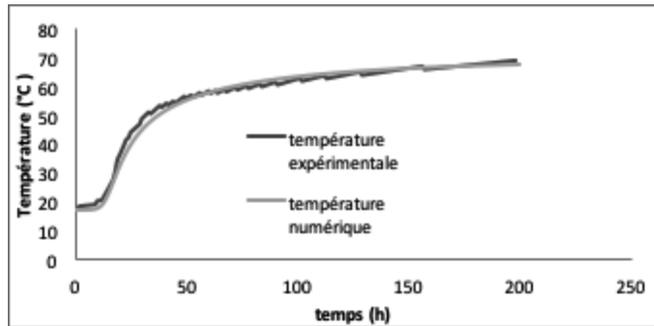


Figure 3 : Evolution de la température adiabatique en fonction du temps.

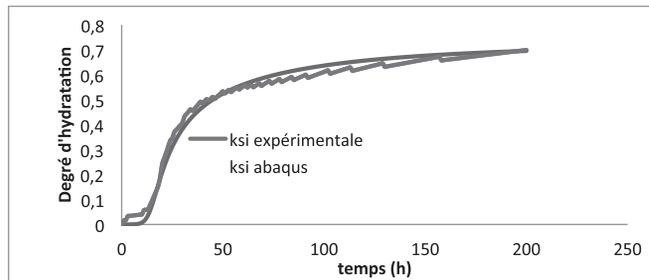


Figure 4 : Evolution du degré d'hydratation en fonction du temps (numérique et expérimentale).

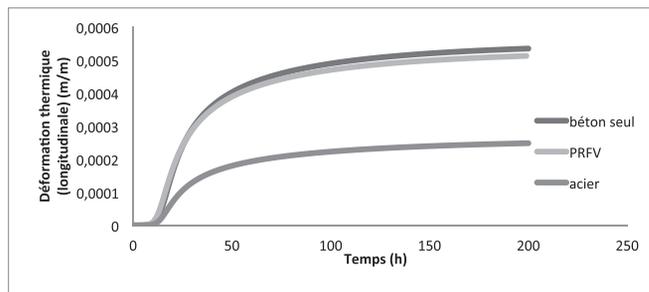


Figure 5 : Variation de la déformation thermique du béton pour les différentes configurations en fonction du temps.

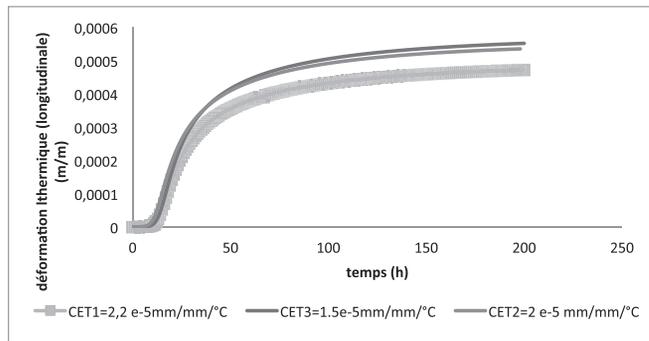


Figure 6 : Effet de la variation de coefficient d'expansion thermique transversale de PRFV sur la déformation.

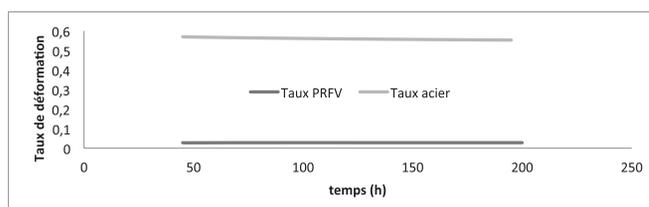


Figure 7 : Evolution du taux de déformation thermique en fonction du temps.

PRFV. On remarque que pour une poutre non armée les déformations thermiques sont plus importantes que la poutre renforcée en acier. Quant à la variation de la déformation thermique de la poutre renforcée en PRFV on constate qu'elle est légèrement inférieure à celle de la poutre non armée.

On constate aussi que

$$\varepsilon_{PRFV\text{thermoque}} = 0.00049 > \varepsilon_{acier\text{thermique}} = 0.0002$$

Une étude paramétrique sur les caractéristiques mécaniques et thermiques du PRFV a été établie afin de prévoir leurs influences sur la déformation thermique au sein d'une poutre renforcée en PRFV. Selon la figure 6, on remarque que plus $CET_{PRFV}^{\text{Transversal}}$ est important plus que la déformation thermique longitudinale pour une poutre renforcée en PRFV diminue. Cependant, en augmentant la valeur de module d'Young longitudinal de PRFV, la déformation thermique reste pratiquement invariable. La figure 7 illustre la variation du taux de déformation empêchée par l'armature le cas de PRFV et l'acier. Ce taux est exprimé comme suit :

$$\tau = \frac{def_{armature} - def_{béton\ seul}}{def_{béton\ seul}}$$

On remarque que .

$$\tau_{PRFV} = 0.028 < \tau_{acier} = 0.5.$$

4. CONCLUSION

Ce travail a permis de décrire le comportement thermochimique/thermomécanique du béton durant la phase d'hydratation. On a utilisé en premier lieu un code élaboré en C dans lequel on a implémenté et on a résolu par la méthode de Newton-Raphson l'équation qui lie l'affinité chimique en fonction de la température et le degré d'hydratation. Ensuite on a appliqué ce code sur une poutre en 3D par la liaison entre ABAQUS et la routine HETVAL afin d'extraire l'évolution de la température adiabatique et de degré d'hydratation en fonction de temps qui coïncident avec les résultats expérimentaux établis par Gargouri *et al.* [6]. En deuxième lieu, les paramètres mécaniques de béton au jeune âge comme le module d'Young, le coefficient de poisson ont été intégrés dans le modèle (modèle élastique). Ceci a permis d'étudier la déformation due à la dilatation thermique du béton en le renforçant en PRFV et en acier. Dans une étude ultérieure, on additionnera l'évolution du retrait endogène de béton renforcé en PRFV afin d'évaluer son effet sur l'interaction PRFV-béton.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Zreiki J. 2009. Comportement de béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages, Thèse de l'école Normale Supérieure de CACHAN.
- [2] Zaidi A., Masmoudi R. (2007) "Numerical analysis of the transverse thermal behaviour of FRP bars embedded in concrete" (CDCC-07) (Québec) Canada p. 303-31.



- [3] ULM F.J., Coussy O., 1995. Modelling of thermo-chemo-mechanical couplings of concrete at early ages, *ASCE Eng Mech*.
- [4] Cervera M., Faria R., Oiver J., Prato T. 2002. Numerical modeling of concrete curing regarding hydration and temperature phenomena, *Computers and Structures*, pp. 1511-1521.
- [5] DeSchutter G., Taerwe L. 1996. Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete, *Materials and structures*, Vol. 29, pp. 335-344.
- [6] Gargouri A., Daoud A., Loulizi A., Kallel A. 2016. Laboratory Investigation of Self-Consolidating Waste Tire Rubberized Concrete, *ACI Journal of Materials*.
- [7] Schock Bauteil GmbH Combar. 2006. Design guideline for concrete structures Reinforced with GFRP following the Requirements of DIN 1045-1 and EC2 Issued Germany, p. 2.





JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

APPROCHE DE TYPE CALCUL À LA RUPTURE APPLIQUÉE NUMÉRIQUEMENT POUR LA PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES

A YIELD DESIGN APPROACH APPLIED NUMERICALLY TO PREDICT HIGH STRENGTH CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH

Ahmed NAIJA⁽¹⁾, Karim MILED⁽²⁾, Oualid LIMAM⁽³⁾

Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis,
Laboratoire de Génie Civil. BP 37, Le Belvédère, 1002, Tunis, Tunisie.

⁽¹⁾ najjaahmed31@gmail.com

⁽²⁾ karim.miled@enit.rnu.tn

⁽³⁾ oualid.limam@enit.rnu.tn

1. INTRODUCTION

Les bétons sont des matériaux fortement hétérogènes et ayant un comportement mécanique et une rupture complexes. Ainsi, la prédiction des résistances mécaniques de ces composites cimentaires demeure un sujet d'actualité. En plus des modèles empiriques [1-3], des modèles numériques discrets sont de plus en plus utilisés pour décrire le comportement mécanique des bétons. Deux types d'approche sont généralement adoptés. La première approche remplace le matériau par un ensemble de liaisons mécaniques sans tenir compte de la géométrie de la

microstructure réelle. Les paramètres de chaque liaison sont introduits selon la nature du matériau étudié [4-8], alors que la deuxième approche consiste à générer la microstructure à travers un ensemble de grains interconnectés [9-12]. La mosaïque de Voronoi [13-15] est généralement utilisée pour modéliser l'inter connectivité des particules qui composent la microstructure. Ces modèles discrets sont efficaces pour prédire l'effet de la microstructure sur le comportement mécanique et la rupture des bétons ainsi que la prise en compte des effets de taille et d'échelle. Dans ce contexte, un modèle mécanique discret développé récemment par Miled *et al.* [16] permet de prédire



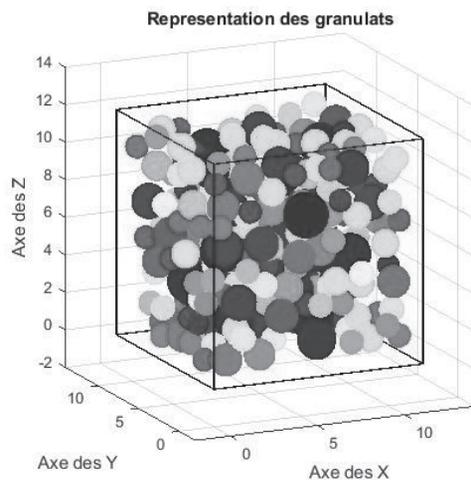


Figure 1. Grains sphériques distribués

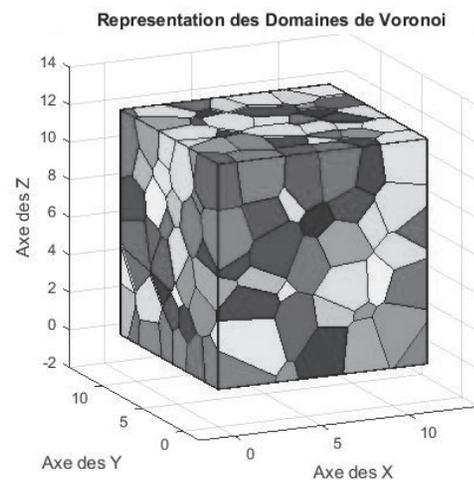


Figure 2. Particules de Voronoi

la résistance en compression simple des bétons ordinaires (BO) et des bétons à hautes performances (BHP) en fonction des caractéristiques mécaniques de leur matrice cimentaire et des caractéristiques géométriques de leur squelette granulaire (volume et compacité granulaires, distribution de taille et diamètre maximal des grains). Ce modèle est analytique et il est basé sur l'homogénéisation statistique d'un milieu discret de type Voronoi formé de granulats sphériques et rigides en interaction dans une matrice cimentaire. Celle-ci obéit à un critère de résistance traduisant un mode de rupture mixte par compression-cisaillement en fonction de l'orientation des granulats par rapport à la direction du chargement macroscopique de compression uniaxiale. Cependant, dans leur modèle, Miled *et al.* [16] vérifient seulement l'équilibre mécanique ultime global de l'éprouvette en béton au moment de sa rupture et s'affranchissent de la vérification de l'équilibre local de tous les grains en interaction dans la pâte cimentaire. En outre et afin de pouvoir conduire leur approche de façon analytique, ces auteurs idéalisent la microstructure réelle du béton en considérant une forme sphérique des grains et en simplifiant la distribution granulométrique. Dans cette étude, la même approche proposée par Miled *et al.* [16] est adoptée pour prédire la résistance à la compression des BHP en fonction de leur microstructure. Cependant, cette approche est conduite numériquement afin de s'affranchir de toutes les simplifications géométriques et de vérifier aussi l'équilibre mécanique local au sein de l'éprouvette en béton au moment de sa rupture en compression simple. Ainsi, cette communication écrite est organisée de la manière suivante : le modèle géométrique est présenté en premier lieu, suivi du modèle mécanique. Enfin, les résultats des simulations sont présentés et confrontés à des résultats expérimentaux issus de la littérature.

2. MODÈLE GÉOMÉTRIQUE

Les bétons objets de cette étude sont des BHP pour lesquels l'aurole de transition entre les granulats et la pâte de ciment est généralement de très faible épaisseur (d'environ $10 \mu\text{m}$) ou voire inexistante, et ce grâce à la présence dans la pâte cimentaire d'additions fines comme la fumée de silice qui comble la

porosité de cette zone de transition [1-3]. Par conséquent, le modèle géométrique adopté pour décrire la microstructure des BHP est un modèle à deux phases ; une première phase constituée de granulats et une deuxième phase constituée de la pâte de ciment enrobant ces granulats. Le modèle numérique développé reproduit une granulométrie réelle choisie par l'utilisateur. La courbe granulométrique et la fraction volumique des granulats étant données, un ensemble de sphères dites sources des granulats, est généré. Ces sphères serviront ensuite à générer des granulats anguleux tels que la répartition de leurs diamètres soit à l'image de la courbe granulométrique réelle considérée. Les sphères sources sont distribuées aléatoirement, selon une loi uniforme, dans une éprouvette cubique, sans qu'il y ait chevauchement entre elles, c'est-à-dire que la distance d'une sphère à une autre doit être supérieure ou égale à la somme de leurs deux rayons. La figure 1 montre ces grains sphériques distribués dans une éprouvette cubique. L'étape suivante du calcul géométrique est la détermination des régions de Voronoi. Une région de Voronoi, ou particule de Voronoi, représente le domaine d'influence d'un noyau. C'est-à-dire que tout point de cette région est plus proche de ce noyau que de tout autre noyau. Ainsi, ce domaine est représenté par un polyèdre convexe dans l'espace et sa détermination consiste à calculer les sommets de ce polyèdre. Un sommet est par définition un point équidistant à 4 grains, il est plus proche de ces grains que de tous les autres. Pour des noyaux sphériques de diamètres différents, les distances sont comparées en termes de distances tangentes. Cette géométrie est appelée géométrie de Laguerre, et les distances sont appelées distances radiales [14-15]. La figure 2 montre les particules de Voronoi simulées pour l'ensemble de sphères sources distribuées. La dernière étape du modèle géométrique consiste à générer les granulats à partir des domaines de Voronoi. En effet, une homothétie est appliquée à chaque sommet de Voronoi de telle façon que le rapport du volume des nouvelles particules sur le volume total de l'éprouvette soit égal à la fraction volumique des granulats. Le centre de l'homothétie est le centre de la sphère source, et le rapport d'homothétie est calculé afin d'avoir une homothétie de volume égale à la fraction volumique des granulats. Les granulats obtenus ainsi, ont des formes polyédriques irrégulières et convexes comme le montre la figure 3.



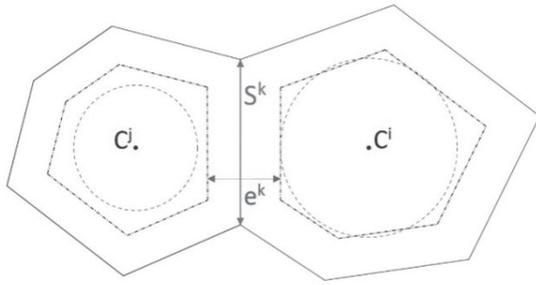


Figure 3. Particules voisines en interaction

3. MODÈLE MÉCANIQUE

Le but étant de déterminer la résistance en compression simple du béton étudié, l'échantillon généré par le modèle géométrique est soumis à un essai de compression simple. Selon un raisonnement de type calcul à la rupture et par une approche par l'intérieur, il s'agit de vérifier, pour un chargement donné, qu'il existe un champ de contraintes statiquement admissible et vérifiant toutes les conditions de résistance du matériau ; ce chargement est considéré alors comme supportable par le béton et peut être vu comme une borne inférieure du chargement ultime. L'objectif du modèle mécanique est donc de maximiser cette borne inférieure pour estimer au mieux ce chargement ultime. Ce calcul est posé sous la forme d'un problème de maximisation de la charge de compression uniaxiale appliquée et notée \mathbf{F} , sous les contraintes d'équilibre des particules et de résistance de la pâte. La résistance des granulats n'est pas prise en compte sous l'hypothèse que la rupture aura lieu seulement dans la pâte de ciment. La détermination des particules de Voronoi, permet d'identifier les granulats en interactions et les interfaces d'interaction, leurs surfaces et les épaisseurs de la pâte de ciment qui sépare les granulats voisins, comme le montre la figure 3. Soit N l'ensemble des granulats distribués dans l'éprouvette. Soit deux particules en interaction i et j appartenant à N et de centre respectivement C^i et C^j . La surface d'interaction est S^k tel que k est le couple (i,j) et l'épaisseur de la pâte séparant ces deux granulats est e^k . Chaque particule de Voronoi est soumise d'une part aux forces d'interaction des particules voisines, et d'autre part au chargement macroscopique, si cette particule est en contact avec la surface de chargement. La force de chargement extérieur appliquée sur la particule i est notée F_e^i et le point d'application de cette force est noté P_e^i . Soit S^{sup} la surface supérieure de chargement :

$$\mathbf{F} = \sum_{i \in S^{\text{sup}}} F_e^i$$

La force appliquée par la particule i sur la particule j est notée F^{ij} ou F^k et le point d'application de cette force est P^{ij} , centre de la surface S^{ij} . La figure 4 montre un granulat soumis aux forces d'interaction appliquées par son voisinage. L'ensemble N^i est défini comme étant l'ensemble des particules en contact avec la particule i . D'après le théorème d'actions mutuelles :

$$\underline{F}^{ij} = -\underline{F}^{ji} \quad i \in N, \forall j \in N^i$$

L'équilibre statique d'une particule est vérifié si la somme des tenseurs des efforts extérieurs qui lui sont appliqués est égale à zéro. L'équilibre global de l'éprouvette est donc vérifié si l'équilibre local de chaque élément l'est aussi.

Le critère de résistance microscopique est écrit pour chaque interface comme étant un critère de rupture en compression-cisaillement de la pâte de ciment comprise entre deux granulats. Le même critère de résistance microscopique proposé par Miled *et al.* [16] a été utilisé dans cette étude numérique. Ce critère est fonction de la résistance en compression de la pâte notée f_{cp} , affectée d'un effet d'échelle de volume :

$$f_{cp}(e^k) = f_{cp}(L_0) * \left(\frac{e^k}{L_0}\right)^{-\alpha}$$

Avec $\alpha > 0$ et L_0 est la taille de l'échantillon au-delà de laquelle l'effet d'échelle de volume n'est plus important [16]. Le critère est écrit en fonction des contraintes de compression et de cisaillement notées respectivement pour un couple k , σ_N^k et τ^k . Chaque force d'interaction est donc décomposée dans le repère local de son interface (Figure 5), en une composante normale et deux composantes tangentielles. Pour une interface donnée, le vecteur normal est noté \underline{n}^k et les deux vecteurs tangentiels sont notés \underline{t}_1^k et \underline{t}_2^k . La force d'interaction s'écrit dans son repère local comme suit :

$$\underline{F}^k = F n^k * \underline{n}^k + Ft_1^k * \underline{t}_1^k + Ft_2^k * \underline{t}_2^k$$

Les contraintes moyennes de compression et de cisaillement s'écrivent ainsi :

$$\sigma_N^k = \frac{|Fn^k|}{S^k} \quad \text{et} \quad \tau^k = \frac{\sqrt{Ft_1^k{}^2 + Ft_2^k{}^2}}{S^k}$$

Le critère de résistance microscopique s'écrit, pour une interface séparant le couple k des grains voisins, sous la forme suivante [16] :

$$\sigma_N^k \left(1 + \left(\frac{\tau^k}{\sigma_N^k}\right)^2\right)^2 \leq f_{cp}(e^k)$$

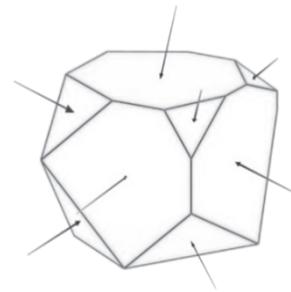


Figure 4. Granulat soumis aux forces d'interaction

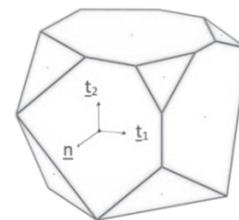


Figure 5. Repère local pour une interface

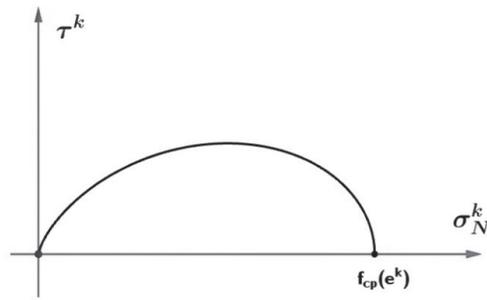


Figure 6. Critère de rupture dans le plan (σ_N^k, τ^k)

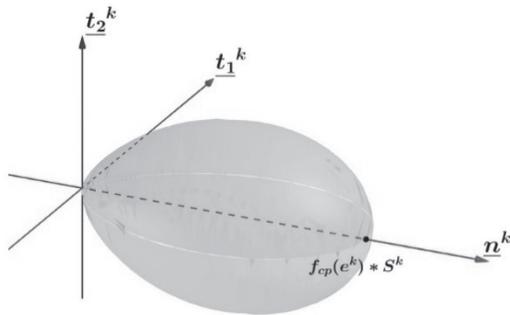


Figure 7. Critère de rupture dans le plan (n^k, t_1^k, t_2^k)

Les figures suivantes représentent ce critère de résistance microscopique du béton, respectivement dans les plans (σ_N^k, τ^k) et (n^k, t_1^k, t_2^k) .

Enfin, la résistance en compression simple du béton correspond à la contrainte macroscopique uniaxiale maximale pour laquelle l'équilibre de chaque particule est vérifié et le critère de résistance de chaque interface est respecté. Ce problème de maximisation est résolu à l'aide du solveur commercial MOSEK.

4. RÉSULTATS ET VALIDATION DU MODÈLE

Le modèle numérique génère un très grand nombre de granulats. Ceci pose un problème du point de vue temps de calcul, pour la détermination des régions de Voronoi ainsi que pour la convergence du problème mécanique. Le nombre de granulats a été donc limité à une valeur fixe ce qui permet un temps de calcul raisonnable et la convergence du calcul. Deux

simplifications ont donc été appliquées. La première consiste à diviser la granulométrie du béton en deux parties à l'aide d'un diamètre de coupure. Ce diamètre est fixé pour toutes les simulations à d_{50} , c'est-à-dire le diamètre pour lequel 50 % en volume des grains ont des diamètres plus grands que d_{50} . Cette simplification est due au fait que le nombre de grains de sable est beaucoup plus important dans le béton que le nombre de grains de gravier. Cette division permet de calculer en premier temps la résistance en compression du mortier à base de granulats de diamètres inférieurs au diamètre de coupure. Ce mortier est ensuite pris comme pâte dans le calcul de la résistance du béton. Ce béton est alors formé du reste des granulats et du mortier considéré homogène. La deuxième simplification consiste à considérer, non pas un volume élémentaire représentatif suffisamment grand mais plusieurs petits volumes élémentaires. Leurs tailles sont déterminées de façon à satisfaire une fraction volumique des granulats donnée pour un nombre fixé de granulats générés. Cette simplification se base sur l'hypothèse d'ergodicité du béton qui stipule que la moyenne statistique des résultats de simulations sur plusieurs volumes élémentaires est égale au résultat d'une seule simulation conduite sur un volume représentatif du béton suffisamment grand. Enfin, moyennant ces deux simplifications, ce modèle a été testé sur 5 granulométries différentes de bétons à hautes performances confectionnés par de Larrard [1]. Les granulats sont issus de deux types de roche ayant des résistances à la compression différentes (voir Tableau 1). Ces mêmes résultats expérimentaux ont été utilisés par Miled *et al.* [16] pour la validation de leur modèle analytique. Les résultats de ces simulations ainsi que la comparaison avec les résultats expérimentaux de de Larrard [1] sont présentés dans le tableau suivant.

5. CONCLUSION

D'après les résultats obtenus, nous pouvons conclure que le modèle numérique développé représente bien la microstructure du béton, car il génère une granulométrie à l'image de la granulométrie réelle. D'autre part, il donne une approximation assez satisfaisante des résistances en compression simple des BHP, pour des temps de calcul relativement acceptables. Cependant, le modèle numérique proposé doit être validé davantage en confrontant ses prédictions avec d'autres résultats expérimentaux relatifs à d'autres BHP.

Tableau 1. Résultats des simulations et comparaison avec les résultats expérimentaux

Granulométrie	C1 (Mortier)	C2 (micro-Béton)	C3 (Béton)	C4 (Mortier)	C5 (Béton)
$f_{c-roche}$ (MPa)	285	285	285	250	250
g	0,579	0,711	0,719	0,548	0,651
D_{max} (mm)	6,3	16	25	6.3	25
f_{c28} (expérimentale) (MPa)	106,5	90,5	86,8	104,9	90,9
f_{c28} (numérique) (MPa)	107	90,7	87,6	96,7	86,9





RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] F. de Larrard, Structures granulaires et formulation des bétons, vol. OA34, France, 2000.
- [2] F. de Larrard, P. Tondat, Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton, *Materials and Structures* 26 (1993) 505-516.
- [3] A. Neville, Properties of concrete. London, 1981.
- [4] M. Jirásek, Z. Bazant, Macroscopic fracture characteristics of random particle systems, *International Journal of Fracture* 69 (1995) 201–228.
- [5] E. Schlangen, E. Garboczi, New method for simulating fracture using an elastically uniform random geometry lattice, *International Journal of Engineering Science* 34 (10) (1996) 1131–1144.
- [6] F. Camborde, C. Mariotti, F.V. Donzé, Numerical study of rock and concrete behaviour by discrete element modeling, *Computers and Geotechnics* 27(4) (2000) 225-247.
- [7] G. Jefferson, G. Haritos, R. Mc Meeking, The elastic response of a cohesive aggregate: a discrete element model with coupled particle interaction, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 50 (2002) 2539–2575.
- [8] R. Ince, A. Arslan, B. Karihaloo, Lattice modelling of size effect in concrete strength, *Engineering Fracture Mechanics* 70 (16) (2003) 2307–2320.
- [9] Z.P. Bazant, M.R. Tabarra, M.T. Kazemi, G. Pijaudier-Cabot, Random particle model for fracture of aggregate or fiber composites, *Journal of the Engineering Mechanics* 116 (8) (1990) 1686–1705.
- [10] J.E. Bolander, S. Saito, Fracture analysis using spring networks with random geometry, *Engineering Fracture Mechanics* 61 (1998) 569–591.
- [11] S. Torquato, Random Heterogeneous Materials: Microstructure and Macroscopic Properties, in: *Interdisciplinary Applied Mathematics*, vol. 16, Springer-Verlag New York, Inc., 2002.
- [12] G. Cusatis, Z. Bazant, F. ASCE, L. Cedolin, M. ASCE, Confinement-shear lattice model for concrete damage in tension and compression: I. Theory, *Journal of Engineering Mechanics* 129 (12) (2003) 1439–1448.
- [13] H. Imai, M. Iri, and K. Murota, Voronoi Diagram in the Laguerre Geometry and Its Applications, *SIAM Journal on Computing*, V. 14 (1985), 93-105.
- [14] Zh. Fan, Yu. Wu, X. Zhao, and Yu. Lu, Simulation of polycrystalline structure with Voronoi diagram in Laguerre geometry based on random closed packing of spheres, *Computational Materials Science*, V. 29 (2004), 301-308.
- [15] A. Lachihab, K. Sab, Aggregate composites: a contact based modelling, *Computational Materials Science* 33 (4) (2005) 467–490.
- [16] K. Miled, O. limam, K Sab, A probabilistic mechanical model for prediction of aggregates' size distribution effect on concrete compressive strength, *Physica A* 391 (2012) 3366-3378.



EFFETS DE LA FINESSE DES CIMENTS COMPOSÉS AU CALCAIRE SUR LES PROPRIÉTÉS DES BÉTONS ORDINAIRES

THE FINENESS EFFECTS OF PORTLAND- LIMESTONE CEMENT ON THE PROPERTIES OF ORDINARY CONCRETE

Aidi MARZOUKI^{(1)*}, Mongi BEN OUEZDOU⁽¹⁾, Aouicha BEDDEY⁽²⁾

⁽¹⁾Laboratoire de génie civil (LGC), Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis,
BP 37, 1002 Tunis Belvédère, Tunis.

⁽²⁾Académie Militaire Fondouk Jedid, 8012 Nabeul - Tunisie.

* aidi.marzouki@yahoo.fr

1. INTRODUCTION

Une précédente étude [1] avait montré l'influence de la qualité du broyage (finesse) de ciments aux calcaires vis-à-vis du comportement de pâtes et de mortiers, tant à l'état frais que durci. Sept ciments avaient été fabriqués industriellement par cobroyage avec le même clinker, le même sulfate de calcium et un taux croissant d'un même calcaire (de 0 à 35%). Les performances obtenues n'ont toutefois pas suivi les évolutions attendues, en raison manifestement de la qualité du broyage des ciments, qui a conduit à des produits de différentes finesses et de différentes granularités. Ces ciments ont alors été caractérisés par un « indice de broyage » égal à la surface spécifique Blaine divisée par le refus en clinker à 40 μm . Ce paramètre permet de combiner à la fois l'effet du calcaire et l'effet du broyage. En effet, le calcaire, plus tendre que le clinker, se concentre dans la fraction fine du ciment (augmentation de la surface spécifique), et l'intensité du broyage agit sur la taille des grains de clinker concentrés dans la fraction grenue du ciment [2]. Plus cet indice est élevé, alors meilleure est la qualité du broyage

du ciment [1]. Comme la réactivité d'un ciment dépend grandement de la finesse de son clinker, ce scalaire est finalement plus explicite que la teneur en fillers calcaire ou la surface spécifique Blaine du ciment. Il a permis d'obtenir de bonnes corrélations entre les propriétés obtenues.

La présente étude s'intéresse aux propriétés physico-mécaniques de différents bétons ordinaires, en relation avec la composition et, le plus souvent, la finesse du broyage des ciments au calcaire utilisés.

2. MATÉRIAUX ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1. Ciments

L'étude présentée est basée sur les mêmes ciments que ceux utilisés précédemment par Marzouki *et al.* [1]. Rappelons qu'il s'agit de sept ciments fabriqués par cobroyage à l'échelle





Tableau 1 : Propriétés physiques et qualité de broyage des ciments

Ciment	MVA kg/m ³	SSB m ² /kg	R ₄₀ C %	R ₄₀ L %	R ₄₀ K %	IB
C0	3040	262	20,4	0,1	20,3	13
C5L	3023	264	32,8	0,9	31,9	8
C12L	2999	298	17,2	0,8	16,4	18
C20L	2972	341	17,7	1,8	15,9	21
C25L	2956	435	7,5	0,7	6,8	64
C30L	2939	474	6,1	0,9	5,2	91
C35L	2922	484	7,4	1,3	6,1	79

* MVA : masse volumique absolue

R₄₀C : pourcentage de refus à 40 μm du ciment

industrielle, en substituant une masse de clinker par du calcaire à des taux massiques de 0% (ciment de référence), 5, 12, 20, 25, 30 et 35%. Ces mélanges ont été faits sans modifier le taux de sulfate de calcium (ni la nature). Les ciments ainsi formés se classent alors dans les catégories CEM I, CEM II/A-L et CEM II/B-L de la norme EN 197-1 (classe de résistance 32,5 [1]). Ils sont désignés par C0, C5L, C12L, C20L, C25L, C30L et C35L, respectivement. La caractérisation de ces ciments est décrite dans [1] et leurs principales propriétés physiques sont reprises dans le tableau 1. Elles montrent que leur « indice de broyage » (IB), défini par le rapport entre la surface spécifique Blaine (SSB en m²/kg) et le refus en clinker à 40 μm (R₄₀K en %), est très différent selon les ciments. D'après ce critère, le ciment C30L est celui qui est le mieux broyé (IB = 91), alors que le ciment C5L est le plus grossier (IB = 8). Le ciment C20L contient le calcaire le plus grossier (refus à 40 μm de nature calcaire R₄₀L=1,8%) alors que le ciment C25L renferme le calcaire le plus fin (R₄₀L=0,7%). L'indice de broyage est alors un paramètre déterminant pour repérer le comportement des ciments et des produits élaborés, de façon plus pertinente que leur teneur en fillers calcaire ou leur surface spécifique seules.

2.2. Formulation et gâchage des bétons

Notre choix s'est limité à l'étude de bétons courants et non adjuvés, formulés à partir d'un sable siliceux (SS, 0/5) et de des deux gravillons calcaires (G1, 4/12) et (G2, 10/20). Les bétons sont désignés fonction du pourcentage de fillers calcaire contenu dans le ciment par ; B0 (béton de référence), B5L, B12L, B20L, B25L, B30L et B35L. Pour le béton de référence B0 les quantités d'agrégats, pour un mètre cube, sont déterminées par la méthode Dreux-Gorisse (ciment C0 = 350 kg, SS = 626 kg, G1 = 488 kg et G2 = 750 kg). Concernant les bétons à base des autres ciments, on a gardé la même nature, la même classe granulaire et le même dosage en sable et gravillons que le béton témoin. Pour les ciments, le dosage est toujours 350 kg/m³ pour toutes les formules étudiées, mais ils ne sont différenciés que par leur teneur en fillers calcaire. La quantité d'eau de gâchage est variable en fonction des différents ciments, assurant ainsi une ouvrabilité considérée comme constante et qui est caractérisée par un affaissement au cône d'Abrams A=12±1 cm (classe S3 de la norme EN 206) (tableau 2).

2.3. Procédures d'essais

Trois mesures ont été réalisées sur les bétons à l'état frais, à savoir ; l'affaissement au cône d'Abrams, la masse volumique apparente par pesées des moules 16x32 cm avant et après remplissage de bétons, et la quantité d'air occlus.

Les mesures des résistances mécaniques des bétons durcis ont été effectuées sur cylindres 16x32 cm pour les résistances à la compression et des éprouvettes prismatiques 7x7x28 cm pour les résistances à la traction par flexion. Après démoulage, les éprouvettes ont été conservées dans l'eau de robinet, à environ 20°C. Ces éprouvettes sont sorties du bassin de conservation une journée avant chaque échéance de mesure (3, 7, 28, 90 et 360 jours). La rectification des surfaces d'appuis des éprouvettes cylindriques (16x32 cm) a été effectuée au mortier de soufre. Les variations dimensionnelles ont été mesurées sur des éprouvettes cylindriques particulières de diamètre 71 mm et de longueur 640 mm (élanement ~ 9) afin d'augmenter la sensibilité de l'observation [4]. Des moules types « tube PVC » ont été utilisés afin de couler quatre éprouvettes pour chaque type de béton. Le démoulage commence par le démontage du système de plot (inférieur et supérieur) et le relevé de la longueur initiale [4]. Pour suivre l'évolution du retrait endogène (jusqu'à 28 jours d'âge), les extrémités libérées de deux éprouvettes ont été, immédiatement, fermées par du papier aluminium adhésif et conservées dans un local fermé et non régulé (température ≈ 20°C ; humidité relative ≈ 60%). Après 28 jours, le PVC de ces deux éprouvettes a été découpé puis conservées dans le même

Tableau 2 : Mesures sur bétons frais

Béton	Eau	E/C	Slump (mm)	Air (‰)	
				mesuré	calculé
B0	198,4	0,57	120	9,0	7,4
B5L	188,9	0,54	119	10,5	10,9
B12L	206,7	0,59	117	8,0	5,3
B20L	200,0	0,57	128	9,8	7,7
B25L	194,0	0,56	117	9,5	8,1
B30L	200,0	0,57	118	11,1	9,7
B35L	194,0	0,55	128	11,0	9,1



local du laboratoire afin de relever les retraits de dessiccation. Concernant les deux autres éprouvettes destinées à la mesure de gonflement sous eau, le découpage des PVC a été effectué après 24 heures. Ensuite, elles ont été immergées dans un bassin d'eau situé dans le même local. Ces mesures de retrait et de gonflement ont durées environ 3,5 ans.

Pour les mesures d'absorption d'eau par immersion de surface des bétons durcis, deux demi-épreuves 7x7x14 cm ont été prélevées à la scie dans deux éprouvettes 7x7x28cm conservées dans l'eau 28 jours, pour chaque béton. Ces demi-épreuves ont été séchées à l'air (température ~25 °C et humidité relative ~ 60%) jusqu'à masse constante (~1 mois). Les quatre faces latérales ont été scellées avec du papier aluminium adhésif, de sorte à ce que seule l'absorption unidirectionnelle soit possible. La masse initiale (m_i) a été relevée. Les éprouvettes ont été immergées sur 5mm (positionnement sur des calles en plastique) puis pesées après 5, 20, 60, 120, 240, 480 et 1440 minutes ou 24 heures (m_j). A chaque échéance, elles ont été essuyées, pesées, puis replacées immédiatement sur leur support. Le gain massique par unité de surface dans le temps (Δm_t) et la sorptivité (A_w) sont déterminés conformément à la norme EN ISO 15148.

3. DISCUSSION DES RÉSULTATS

3.1. Bétons frais

Les résultats d'affaissements mesurés et les quantités d'eau correspondantes, rapportées à un mètre cube de béton, sont donnés par le tableau 2. Le rapport massique E/C n'a pas beaucoup varié en fonction de la quantité de calcaire, même pour les teneurs élevées en calcaire. Les valeurs restent dans l'intervalle 0,54-0,57 à l'exception de béton B12L (tableau 2). Le ciment utilisé pour la formulation du béton B5L est celui qui a subi le broyage le plus grossier (§ 2.1) et donc demande le moins d'eau. Le béton B30L à base de ciment le plus finement broyé (C30L) demande relativement plus d'eau de gâchage. Les

fillers calcaire ajoutés au ciment n'ont pratiquement pas d'effet sur la rhéologie des bétons. Ils se comportent comme le clinker broyé et seule la finesse du broyage intervient.

Les masses volumiques théoriques des bétons sont calculées à partir de la masse volumique réelle des constituants et de leurs proportions et en tenant compte de la quantité d'eau absorbée par les gravillons. Si on considère un rapport E/C constant (celui du béton de référence B0 par exemple), cette masse volumique diminue en fonction de la masse volumique du ciment (fig. 1). Par contre si on considère une densité constante pour les ciments (par exemple celle du ciment de référence C0) et un rapport E/C variable pour assurer une même consistance des mélanges, l'évolution de cette masse volumique n'est pas régulière à cause de la finesse des ciments, à l'exception de béton B12L (fig. 1). Les ciments C5L et C30L, respectivement grossier et fin conduisent à des bétons qui demandent respectivement moins et plus d'eau et donc à des masses volumiques plus forte et plus faibles que prévues. La masse volumique apparente (mesurée) des bétons frais à même consistance montre aussi une diminution avec la quantité de fillers calcaire. L'allure de l'évolution est comparable à celle de la masse volumique totale théorique (fig. 1). Sa variation est assez bien corrélée à la finesse du broyage des ciments.

La moyenne des résultats mesurés d'air occlus des bétons frais et les teneurs en air calculées à partir des masses volumiques réelles et théoriques des bétons complètent le tableau 2. Les quantités d'air occlus mesurées sont supérieures à celles calculées. L'écart maximum ne dépasse pas 3‰, ce qui peut être considéré comme très satisfaisant [4]. Conformément à Marzouki *et al.* [1], on constate alors que les fillers calcaire favorisent le piégeage de l'air dans le béton. La finesse du broyage des ciments semble, aussi, avoir un rôle certain.

3.2. Résistances mécaniques

L'évolution des résistances mécaniques (compression et traction) en fonction de la quantité de fillers calcaire est donnée respectivement fig. 2 et fig. 3. Au jeune âge (3 et 7 jours), les résistances restent généralement stables avec la quantité de

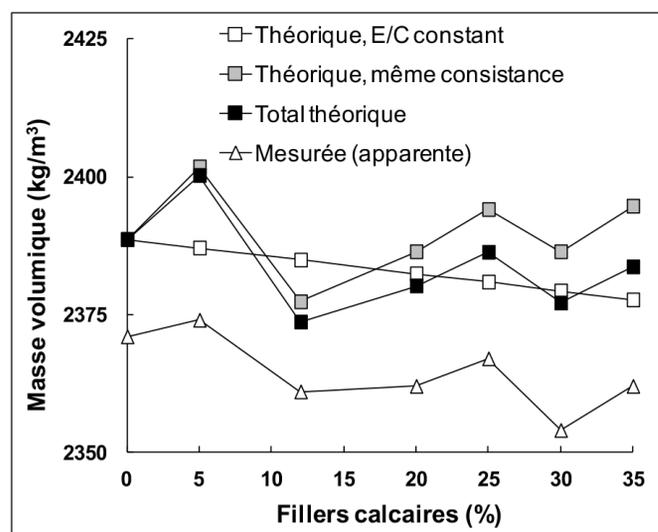


Figure 1 : Masses volumiques de bétons frais

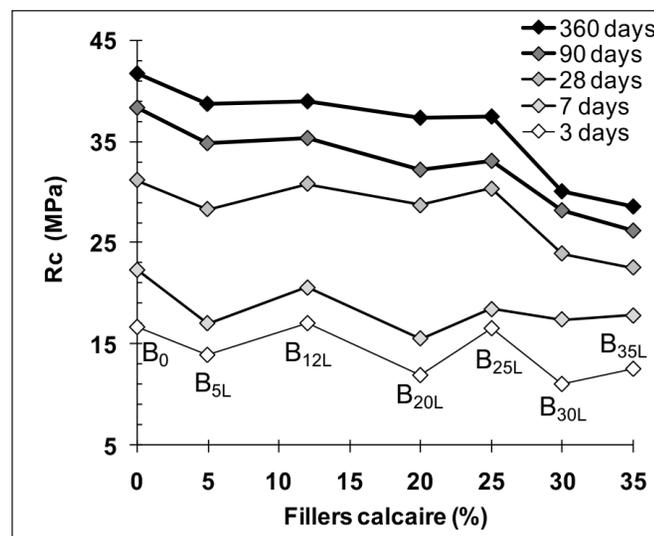


Figure 2 : Résistance à la compression en fonction de la quantité de fillers calcaire

Tableau 3 : Classes de résistance à la compression des bétons

Béton	B0	B5L	B12L	B20L	B25L	B30L	B35L
Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)	31,2	29,0	30,8	28,8	30,4	24,0	22,5
Classe de résistance à la compression	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C30/37	C20/25	C20/25
Résistance à 360 jours (MPa)	41,0	38,7	37,1	37,3	38,0	30,1	28,6
Classe de résistance à la compression	C40/45	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C30/37	C25/30

fillers en raison notamment de l'effet accélérateur de ces produits. La variabilité observée (figs. 2 et 3) est principalement liée à l'influence de la finesse du broyage des ciments. Avec l'âge de maturation, l'effet de cette finesse de broyage devient de plus en plus négligeable et jusqu'à 25% d'ajout fillers les performances des bétons sont sensiblement comparables. Pour les taux élevés, ces performances diminuent, en particulier, pour la résistance à la compression (fig. 2), mais en restant toutefois honorables. Ceci confirme les constatations de Marzouki *et al.* [1] concernant des mortiers réalisés avec ces mêmes ciments puisque les fillers calcaire ont un effet important et bien corrélié à la finesse du broyage sur les résistances des bétons au jeune âge. A plus long terme, un effet liant apporté par les fillers est intéressant, indépendamment de la finesse du broyage. Ces mesures de résistance mécanique permettent de définir les classes de résistance à la compression des bétons à 28 jours, selon la norme EN 206 (tableau 3). Les classes de résistance à la compression confirment nos observations précédentes. Entre 0 et 25% d'ajout fillers, les bétons présentent les mêmes classes de résistances que le béton de référence à l'exception des bétons B5L et B20L, à cause du broyage grossier des ciments. Après une année, l'effet du broyage s'estompe puisque ces différenciations ont disparu (les quatre bétons concernés ont la même classe C35/45). Pour les autres teneurs en fillers, les performances sont meilleures (pas de fillers) ou inférieures (30 et 35% de fillers). La figure 4 présente la relation obtenue entre la résistance à la traction et la résistance à la compression des bétons. Une loi de

puissance ajustée à l'ensemble des résultats donne une assez bonne satisfaction, comme d'ailleurs souvent annoncé dans la littérature [5]. Elle s'écrit :

$$R_t = 0.86 (R_c)^{0.56}$$

Les résultats sont plus dispersés pour les performances mesurées au jeune âge, traduisant ainsi l'effet de la finesse du broyage. A plus long terme, les performances sont moins dispersées et montrent que dans l'ensemble, les bétons à base de ciments avec ajouts calcaire se comportent de manière analogue à ceux de ciment sans ajout.

3.3. Variation dimensionnelle

Les résultats obtenus pour le retrait endogène et le retrait de dessiccation dans l'air ambiant du laboratoire sont présentés fig. 5. Les retraits endogènes sont faibles à l'exception de retrait de béton B35L (fig. 5). A 28 jours, le retrait du béton de référence est d'environ 40 μm/m. Jusqu'à 30% d'ajout calcaire, le retrait des autres bétons augmentent légèrement et cette hausse relative ne dépassant pas en moyenne 35 μm/m. Le retrait de béton B35L est beaucoup plus important et sa valeur dépasse 300 μm/m (fig. 5). Sur des pâtes réalisées avec les mêmes ciments de cette étude, Marzouki *et al.* [1] ont détecté, par DRX, la formation précoce de l'hémicarboaluminate et le carboaluminate à 28 jours d'âge pour les ciments contenant des taux élevés de calcaires.

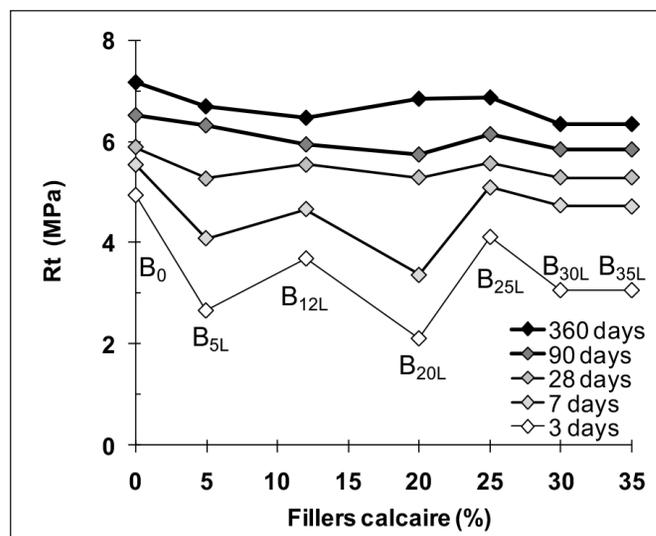


Figure 3 : Résistance à la traction en fonction de la quantité de fillers calcaire

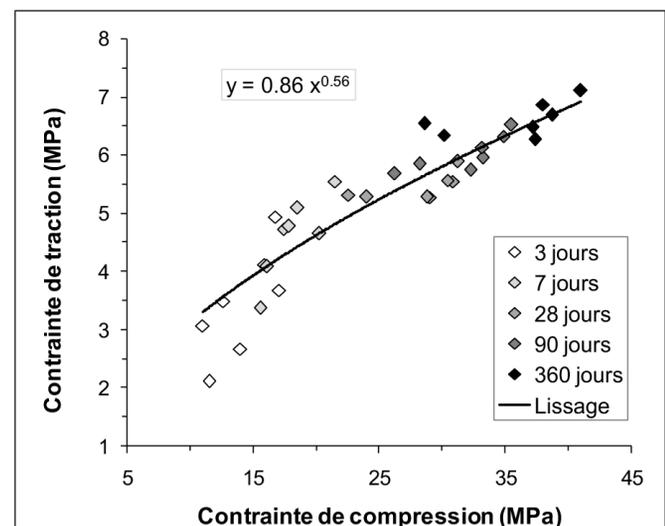


Figure 4 : Relation entre contraintes de traction et contraintes de compression des bétons

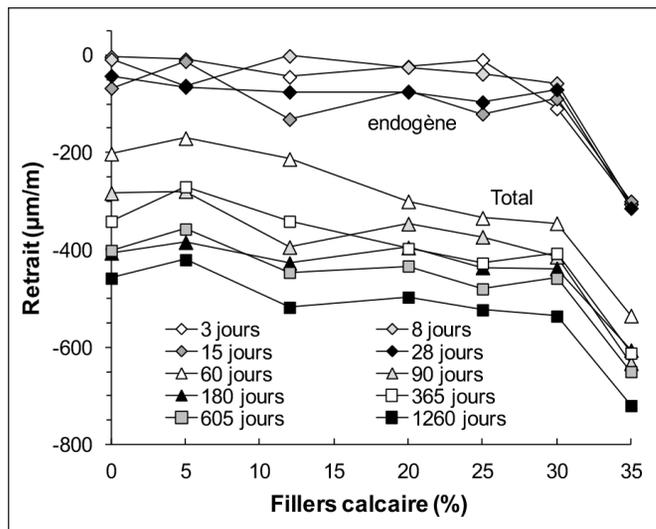


Figure 5 : Retrait (endogène/dessiccation) des bétons en fonction de la quantité de fillers calcaire

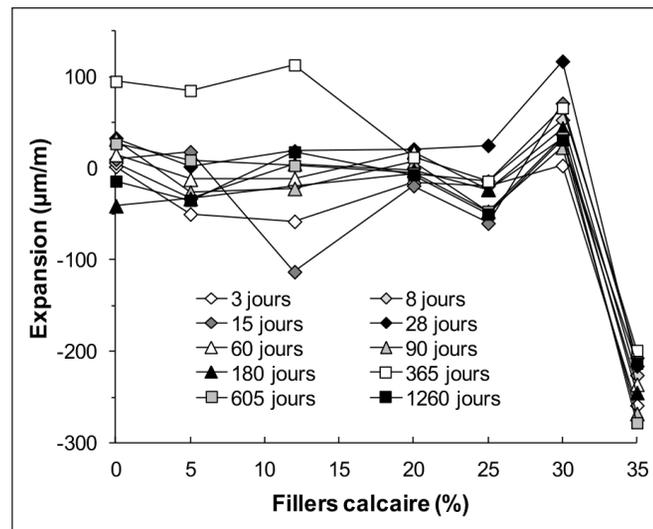


Figure 6 : Expansion dans l'eau des bétons en fonction de la quantité de fillers calcaire

Ces hydrates peuvent être la cause d'une auto-dessiccation supplémentaire et donc d'un retrait endogène plus important. Après exposition à l'air ambiant, les bétons subissent un retrait plus rapide. A plus long termes, ces retraits progressent encore légèrement. On constate un effet plus marqué de la quantité de fillers calcaire sur l'évolution des retraits de séchage (fig. 5). Il peut être attribué à la porosité induite par ce minéral ajouté [1] qui favorise en conséquence l'évaporation de l'eau libre contenue dans les bétons. L'hydratation du ciment C5L qui contient le clinker le plus grossier se poursuit dans le temps. Sa structure interne devient de plus en plus compacte et le retrait du séchage est relativement plus faible (fig. 5).

Pour les éprouvettes conservées dans l'eau, les variations dimensionnelles sont généralement semblables pour les bétons contenant jusqu'à 30% de fillers calcaire (figs. 6). Le béton de référence est celui qui présente la plus forte expansion, alors que les autres bétons présentent plus de retrait dans le temps. Les valeurs sont fluctuantes et dans l'ensemble elles n'excèdent pas les bornes de $\pm 100 \mu\text{m/m}$ (fig. 6). Ces fluctuations observées peuvent être attribuées aux variations des conditions climatiques entre hiver et été, ainsi qu'aux manifestations d'hydratation conditionnée par la présence du calcaire et de la finesse du broyage des ciments. Le béton B35L présente toujours le retrait le plus important (fig. 6). Dès trois jours, sa valeur et d'environ $250 \mu\text{m/m}$ et cette valeur fluctue faiblement ensuite dans le temps. La présence d'une grande quantité de fillers calcaire (cas du béton B35L) entraîne alors une modification de la perméabilité et des tensions capillaires internes induites par le développement d'un réseau de pores plus fins (capillaires) [6, 7]. D'autre part, la formation d'hydrates de type carboaluminates, à long termes [8, 9], consomme plus d'eau libre et provoque un assèchement des plus petits capillaires avec pour conséquence l'apparition d'un retrait.

3.4. Absorption

La Fig. 7 donne le coefficient de sorptivité A_w à 24 heures des différents bétons (gain de masse par unité de surface, en $\text{kg/m}^2 \cdot \text{h}^{0.5}$). Sa valeur dépend manifestement de la quantité de fillers dans le

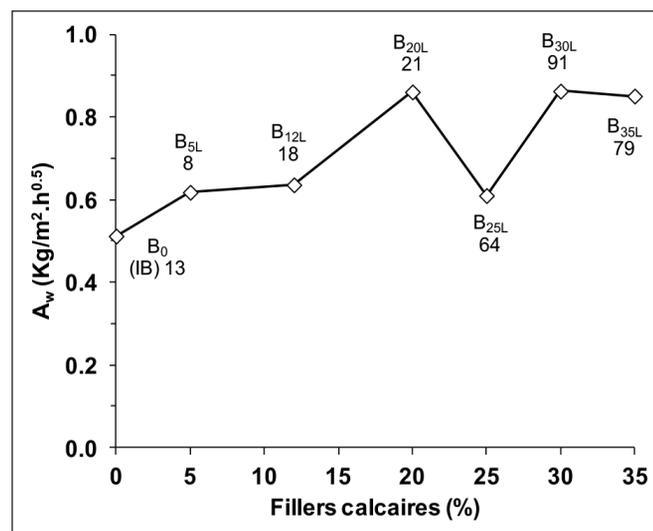


Figure 7 : Coefficient d'absorption d'eau des bétons

ciment et de la qualité du broyage. En effet, le béton B0 présente le coefficient le plus faible, bien qu'il ait une qualité de broyage médiocre, mais il ne contient pas de fillers calcaire. Le béton B20L présente le coefficient le plus élevé, pour une qualité de broyage un peu supérieure à B0, mais son ciment contient 20% de fillers. Le béton B25L a un faible coefficient, mais il est bien broyé. Les bétons B30L et B35L, qui contiennent le plus de fillers, ont des coefficients modérés car leur ciment est bien broyé. Le béton B0 contient donc moins de pores capillaires que les bétons avec les ciments aux fillers calcaire [7], pour lesquels deux familles se dégagent ; celle ayant des capillaires propices à l'absorption (B20L, B30L et B35L) et celle ayant des capillaires peu favorables à l'absorption (B5L, B12L et B25L). Ces deux familles résultent chacune d'une combinaison favorable ou défavorable entre la teneur en fillers calcaire, la qualité de broyage du ciment. Ces résultats permettent de montrer que les fillers calcaires favorisent généralement l'absorption d'eau, mais qu'un broyage adapté du ciment permet de réduire son ampleur.



4. CONCLUSIONS

A travers cette recherche on peut tirer les conclusions suivantes : Les fillers calcaires ont une action physique similaire à celle du clinker broyé, vis-à-vis de la rhéologie des bétons, et seule la finesse du broyage intervient. Ils favorisent le piégeage de l'air dans les bétons. Au jeune âge, ces fillers calcaires ont un effet important sur les résistances mécaniques et plutôt bien corrélé à la finesse du broyage. A plus long terme, l'effet de cette finesse de broyage devient de plus en plus négligeable et jusqu'à 25% d'ajout fillers les résistances des bétons sont sensiblement comparables. Pour les taux élevés, ces résistances diminuent. La quantité de fillers calcaire dans le ciment et/ou la finesse du broyage n'ont pas de conséquences particulièrement néfastes sur la stabilité dimensionnelle (retrait et gonflement). A dosage important, les fillers ont même un effet bénéfique, à cause des retraits observés dans l'eau. Pour un ajout allant jusqu'à 25% de calcaire, une diminution de l'absorption peut être apportée par une bonne finesse de broyage. Pour les taux élevés de calcaires cette absorption est toujours importante même à très bonne finesse de broyage. La finesse du broyage apparaît comme un paramètre déterminant dans le contrôle de ces propriétés. Si elle est médiocre, les résistances sont largement affectées, même en présence d'une faible quantité de fillers. Par contre, un broyage (finesse) plus poussé ne permet pas de compenser une forte présence de fillers. Les résultats de cette recherche montrent qu'à partir d'un clinker Portland ordinaire, des ciments Portland au calcaire contenant jusqu'à 25% de fillers peuvent fournir des performances dans le temps quasi-identiques à celles du clinker Portland d'origine, sous réserve toutefois d'un broyage suffisant ou optimisé.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Marzouki, A. Lecomte, A. Beddey, C. Diliberto, M. Ben Ouezdou, "The effects of grinding on the properties of Portland-limestone cement," *Cons. Building Mat.*, vol48, pp 1145–1155, 2013.
- [2] S. Tsivilis, G. Batis, E. Chaniotakis, GR. Grigoriadis, D. Theodosis, "Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar," *Cem. Concr. Res.*, vol30, 1679–83, 2000.
- [3] I. Joudi-Bahri, A. Lecomte, M. Ben Ouezdou, T. Achour, "Use of limestone sands and fillers in concrete without superplasticizer," *Cement & Concrete Composites.*, vol 34, pp 771–780, 2012.
- [4] I. Joudi-Bahri, "Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien," Thèse de Doctorat, Université de Lorraine-France et l'Ecole National d'Ingénieur de Tunis, 2012.
- [5] M. A. Neville, *Properties of concrete*, England: Addison Wesley Longman, 1996.
- [6] P. Pipilikaki, M. Beazi-Katsioti, "The assessment of porosity and pore size distribution of limestone Portland cement pastes," *Construction and Building Materials.*, vol 23, pp 1966-1970, 2009
- [7] Y. Benachour, C. A. Davy, F. Skoczylas, H. Houari, "Effect of a high calcite filler addition upon microstructural, mechanical, shrinkage and transport properties of a mortar," *Cement and Concrete Research.*, vol38, pp727-736, 2008.
- [8] B. Lothenbach, G. Le Saout, E. Gallucci, K. Scrivener, "Influence of limestone on the hydration of Portland cements," *Cement and Concrete Research.*, vol38, pp 848–860, 2008.
- [9] N. Voglis, G. Kakali, E. Chaniotakis, S. Tsivilis, "Portland-limestone cements; Their properties and hydration compared to those of other composite cements," *Cement & Concrete Composites.*, vol 27, pp 191–196, 2005.





JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

RECONSTITUTION D'UN MORTIER RÉFRACTAIRE À PARTIR DE DÉCHETS DE BRIQUES SILICO-ALUMINEUX DE CIMENTERIE

RECONSTRUCTION OF A REFRACTORY MORTAR FROM SILICA-ALUMINOUS BRICK WASTE IN CEMENT INDUSTRY

Ameni BRAEIK^{(1)*}, Abdelhamid R'MILI^(2,3), Mohamed Naceur JELJELI^(1,3)

⁽¹⁾ Université de Tunis, École Polytechnique de Tunis, LASMAP,
LR-03-ES06, BP 743-2078, La Marsa, Tunisie.

⁽²⁾ Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis,
LR-03-ES05 Génie Civil, 1002, Tunis, Tunisie.

⁽³⁾ Université de Tunis, École Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Tunis,
5 Rue Taha Hussein, 1008, Tunis, Tunisie.

* amenibraeik@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Les matériaux réfractaires sont les matériaux qui résistent à la chaleur et conservent leurs caractéristiques physico-chimiques à des températures élevées (1500°C) [1]. Le réfractaire constitue un élément majeur dans le processus de fabrication de ciment approchant le tiers (4 %) de la consommation mondiale [2]. Il est incorporé sous forme de brique, béton ou mortier pour le revêtement des cyclones et les différentes zones du four de cuisson...

Dans ce contexte, la cimenterie d'Oum Kelil (CIOK) consomme une quantité annuelle de réfractaires façonnées et non façonnées estimée à 400 tonnes. Ce produit importé affecte le côté économique et son déchet en matériau réfractaire usagé pose un problème environnemental.

Ce travail propose une solution de valorisation des déchets de briques réfractaires [3], la solution proposée consiste à l'incorporation de ce déchet pour la reconstitution d'un nouveau matériau réfractaire.

Ce travail expérimental consiste à :

- caractériser minéralogiquement les déchets de briques et proposer les corrections nécessaires ;
- substituer la poudre de déchet de briques silico-alumineux au ciment portland pour la fabrication de plusieurs formules de mortier ;
- remplacer le sable siliceux par du sable de brique concassé dans les formules retenues ;



- les mortiers correspondants subissent des essais physiques (porosité, retrait, gonflement) et mécaniques (résistance à la compression et flexion) à hautes températures (20, 100 jusqu'à 1000°C).

Tableau 1 : Caractérisations chimiques des briques réfractaires de la CIOK

Briques	Compositions Chimiques				
	Mg	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	SiO ₂
Magnésie	89,5	8	0,8	1,2	<0,5
Magnésie spinelle	54,5	32	1,5	6,7	5,3
Silico-alumineux	-	51,8	1,2	4,2	40

2. MATÉRIAUX RÉFRACTAIRES DE L'ÉTUDE

Dans la CIOK, deux produits réfractaires sont utilisés : les façonnés telle que les briques et les non façonnés sous forme de mortier ou de coulis. On distingue trois types de briques de revêtement intérieur de compositions chimiques spécifiques différentes : brique magnésie, brique magnésie-spinelle et brique silico-alumineuse (Tableau 1).

En ce qui suit, on va s'intéresser aux déchets de la troisième variété de briques Silico-Alumineux (SA), vue que cette variante est la plus utilisée dans la cimenterie.

Les mortiers étudiés sont constitués de ciment, sable, eau et poudre de déchets de briques comme ajout de ciment.

- Ciment (Cm) : un ciment type CEM I 42.5 (NT47.01), fabriqué à la CIOK. Il a une densité égale à 3.10 g/cm³ et une spécifique Blaine de 354.22 m²/kg.
- Sables : Trois sables ont fait l'objet de cette étude, un sable normalisé (SN : AFNOR), un sable roulé siliceux Naturel(SR)

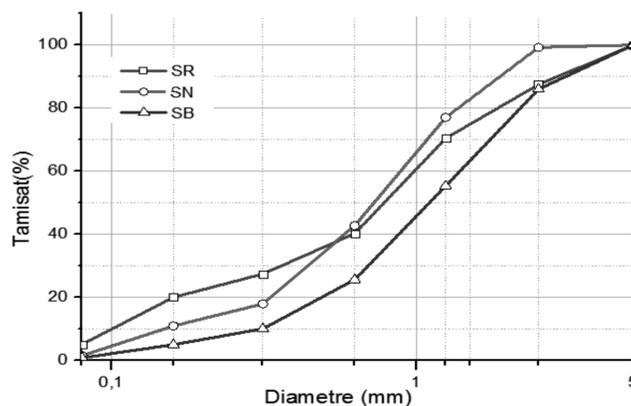


Figure 1 : Courbes granulométriques des sables

et un sable de déchet de brique concassée(SB) dont le taux d'absorption respectif est de 0.09, 0.12 et 2.1 (Figure 1).

- Poudre de déchet de brique réfractaire (PDBR) : Les déchets de briques réfractaires silico-alumineux subit un concassage secondaire et un broyage dans un broyeur à boulets où l'opération est contrôlée par la mesure de la finesse (Figure 2) et la surface spécifique Blaine SSB de telle sorte qu'elle avoisine celle du ciment (≈ 3000 cm²/g) (Figure 3).

Les caractéristiques chimiques de ces matériaux utilisés sont données dans le Tableau 2.

3. FORMULATION DES MATÉRIAUX RÉFRACTAIRES ÉTUDIÉS

Deux formulations de mortiers ont été établies dans cette étude. Une première est basée sur la substitution du ciment (Cm) avec la poudre de déchets de briques réfractaires silico-alumineux (SA). Les taux de substitution ont été choisis sur la base des critères de la norme ISO 1984 [1] (Tableau 3) et une deuxième a été réalisée en remplaçant le sable normalisé SN par un sable siliceux roulé SR et un sable concassé SB. Dans ce mélange le liant a été composé de ciment et de poudre PDBR silico-alumineuse à raison de 20% à 60% (Tableau 4).

Tableau 2 : Caractéristiques chimiques des matériaux

	Ciment Cm	Sable SN	Sable SR	Sable SB	PDBR (SA)
CaO	62.63	1.03	0.93	4.83	4.62
SiO₂	22.13	95.98	96.16	49.41	48.19
Al₂O₃	5.99	1.2	0.69	40	39.46
MgO	1.38	0.25	0.29	1.47	1.07
Fe₂O₃	3.13	0.78	0.76	2.73	2.72
SO₃	1.98	0.27	0.52	0.3	2.36
PF	1.55	0.47	0.58	1.25	1.57
K₂O	0.48	-	-	-	4.62

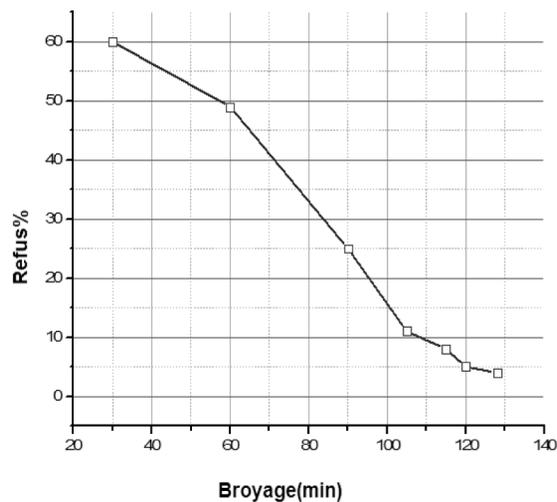


Figure 2 : Finesse de PDBR-SA

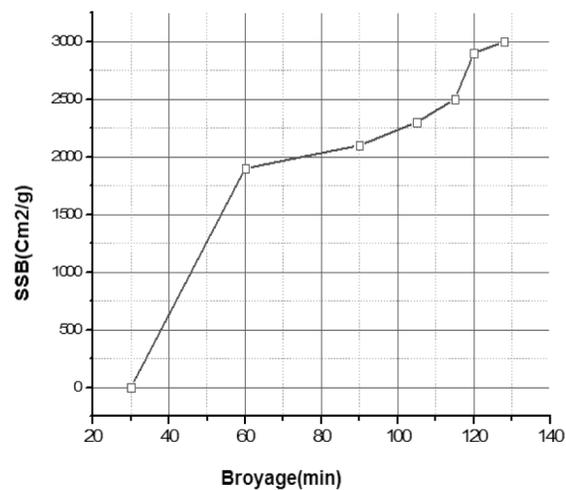


Figure 3 : Finesse SSB de PDBR-SA

Tableau 3 : Compositions des mortiers à base poudre de déchet de brique réfractaire (PDBR)

Mortier	Code	Sable (g)			Eau (g)	Cm(g)	PDBR	
		SN(g)	SR(g)	SB(g)			(g)	%
Mortier Normal de Référence (MR)	MR	1350	0	0	225	450	0	0
Mortier à base de poudre SA (PDBR)	SA 10	1350	0	0	225	405	45	10
	SA 15	1350	0	0	225	382,5	67,5	15
	SA 20	1350	0	0	225	360	90	20
	SA 30	1350	0	0	225	315	135	30

Tableau 4 : Compositions des mortiers à base sable de déchets de brique et de PDBR

Mortier	Code	Sable (g)			Eau (g)	Cm (g)	PDBR	
		SN(g)	SR(g)	SB(g)			(g)	%
Mortier Normal de Référence (MR)	MR	1350	0	0	225	450	0	0
Mortier à base de sable de briques réfractaires silico-alumineux et de PDBR	SB/SR	0	675 (50 %)	675 (50 %)	225	450	0	0
	SB0	0	0	1350	225	450	0	0
	SB20	0	0	1350	225	360	90	320
	SB40	0	0	1350	225	270	180	40
	SB60	0	0	1350	225	180	270	60



4. RÉSULTATS ET DISCUSSION

4.1. Demande en eau

4.1.1. Essai de consistance

On réalise l'essai de consistance sur sept formules constituées de poudre silico-alumineuse substitués au ciment à raison de 5, 10, 20%, 30, 40 et 60 [3].

Comparées au mortier normalisé « MR » où la quantité d'eau nécessaire avoisine les 25% [4], les formules à base de poudre de brique demandent un dosage en eau similaire de l'ordre de 24.4 % à 24.6%. Ceci montre que la substitution du ciment par la poudre de brique ne demande pas un excès d'eau grâce à la présence de l'alumine et la silice qui améliore la maniabilité [5] (Figure 4).

4.1.2. Essai de prise

L'ajout de poudre dans le ciment a affecté d'une façon significative, le temps de début et de fin de prise (Figure 5). Les mortiers à base de 5%, 10% et 20% de poudre se comportent comme un mortier normal. Par contre, au-delà de 30% de poudre le début et la fin de prise sont élevés par rapport MR.

Ce retard dû au teneur de SO₃ qui est important dans la poudre que celle de ciment.

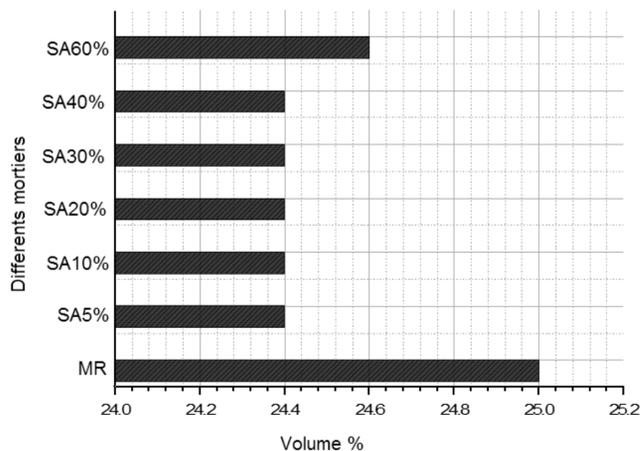


Figure 4 : Besoin en eau des mortiers

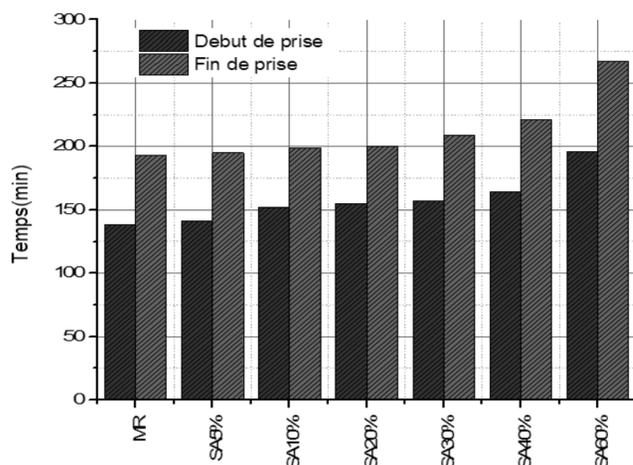


Figure 5 : Début et fin de prise des mortiers

4.2. Caractéristiques physiques

4.2.1. Porosité

La figure 6 montre que la porosité des mortiers est identique pour les différents taux de poudre de brique (SA). Par contre, celle à base de sable de brique concassée et de poudre chute avec le taux de poudre atteignant 26 et 28 % respectivement pour les taux de 40 et 60 % d'ajout par rapport au mortier témoin MR [4]. Ce phénomène de diminution de porosité est lié à un meilleur arrangement granulaire causé par deux types de sable différents d'où une compacité élevée [5].

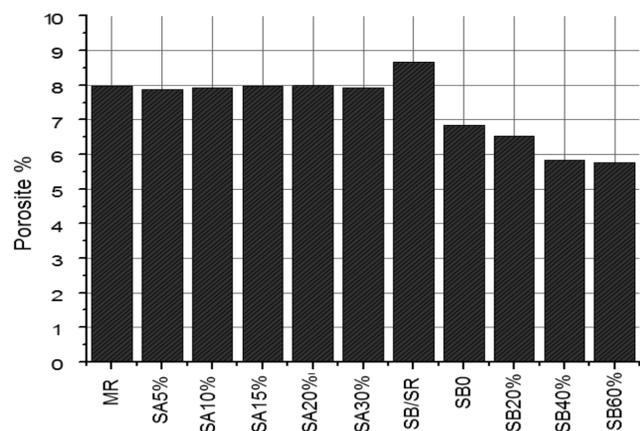


Figure 6 : Porosité des différents mortiers

4.2.2. Retrait et gonflement

Le retrait des mortiers à base de (PDBR-SA) avec ajout de 10 et 15 % augmente par rapport à MR (figures 7a et b). Le gonflement diminue avec les différents taux de substitution sauf pour SB/SR (figures 8a et b).

En fait à la présence d'une humidité supérieur à son humidité d'équilibre ; le composant CaO se déshydrate ce qui cause une perte de masse d'où l'apparition du phénomène de retrait [6]. Ce composant, en contact avec l'eau, augmente de volume d'où le phénomène de gonflement.

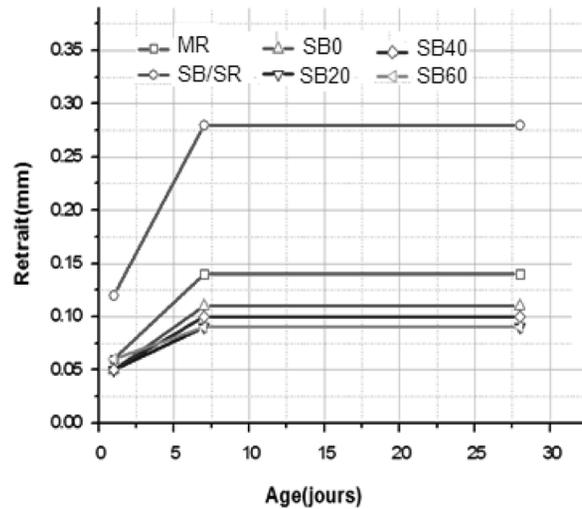
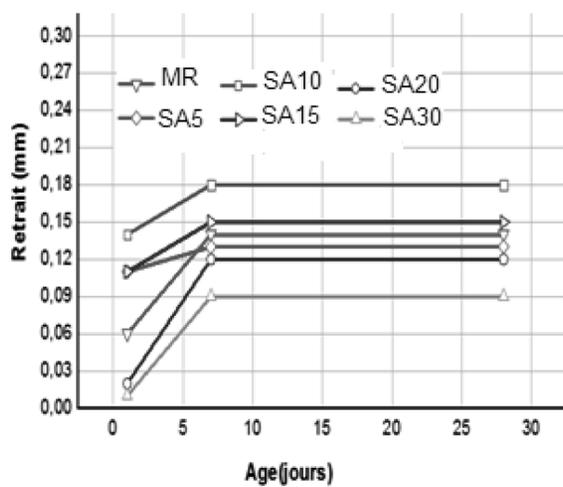
4.3. Caractéristiques physiques

4.3.1. Résistance à la compression

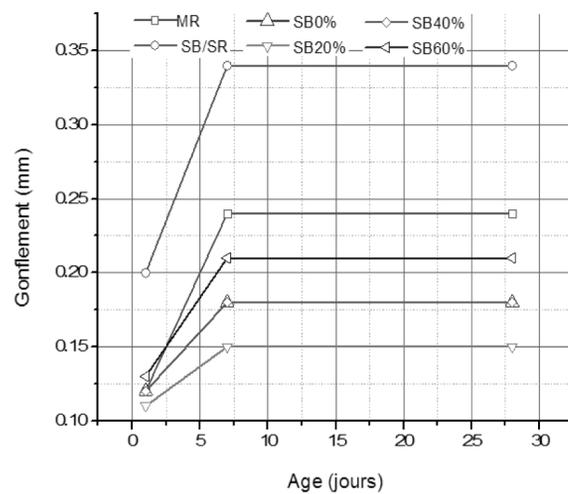
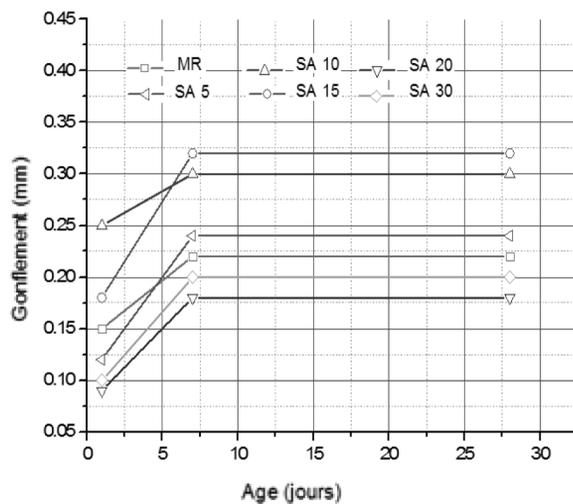
La figure (9a-b) montre que la résistance à la compression des mortiers diminue avec le taux d'ajout de poudre SA. Quant aux mortiers dont le sable est en brique concassée la diminution de la résistance à la compression croit avec le taux de sable substitué par rapport au mortier témoin [3].

4.3.2. Résistance à la traction par flexion

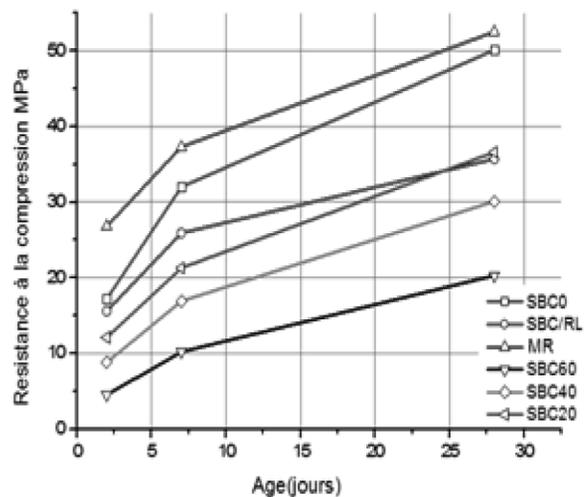
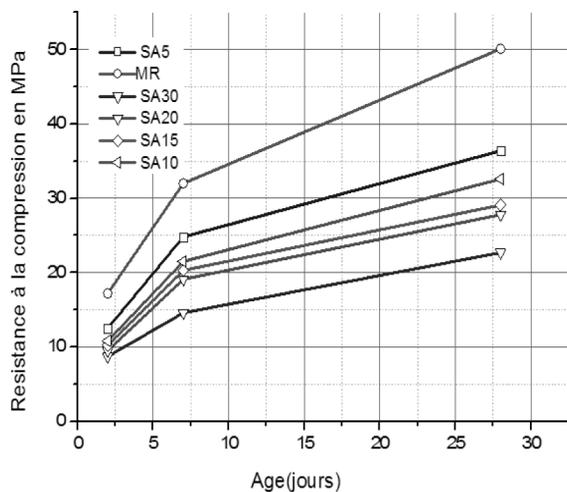
Les résultats obtenus montrent une grande similitude avec les résultats obtenus par les essais décompression. La substitution de la poudre de briques dans les mortiers de sable naturel diminue la résistance mais les valeurs sont acceptables (Figure 10a-b).



**Figure 7. a : Retrait des mortiers à base de PDBR-SA ;
b : Retrait de mortiers à base de sable à briques Réfractaires Silico-alumineux concassées (SB)**



**Figure 8. a : Gonflement des mortiers à base de PDBR-SA ;
b : Gonflement de mortiers à base de sable de briques Réfractaires Silico-alumineux concassées (SB)**



**Figure 9. a : Résistance à la compression des mortiers à base de PDBR-SA ;
b : Résistance à la compression des mortiers base de sable de briques Réfractaires Silico-alumineux concassées (SB)**



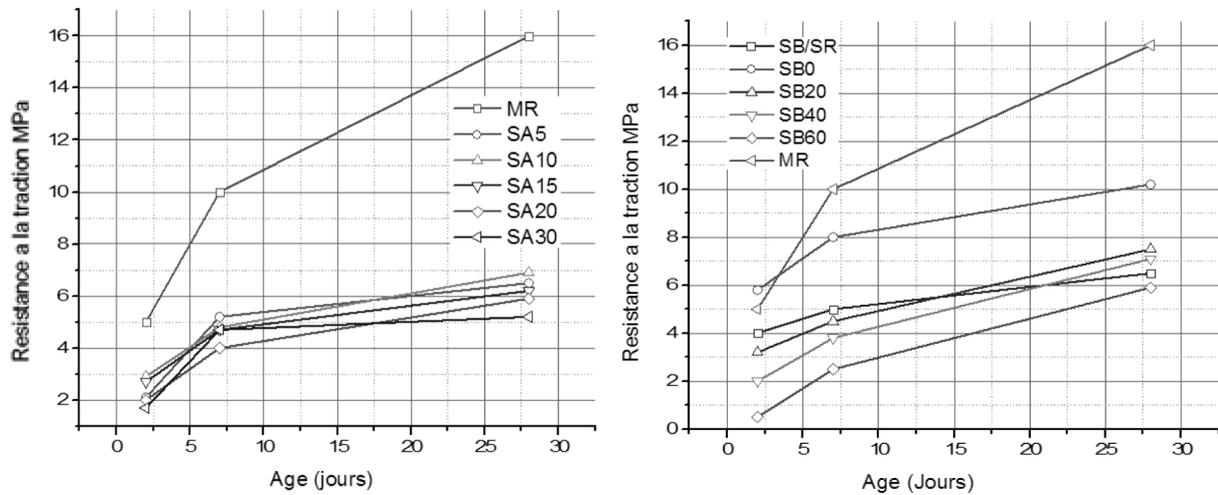


Figure 10. a : Résistance à la traction des mortiers à base de PDBR-SA ; b : Résistance à la traction des mortiers base de sable de briques Réfractaires Silico-alumineux concassées (SB)

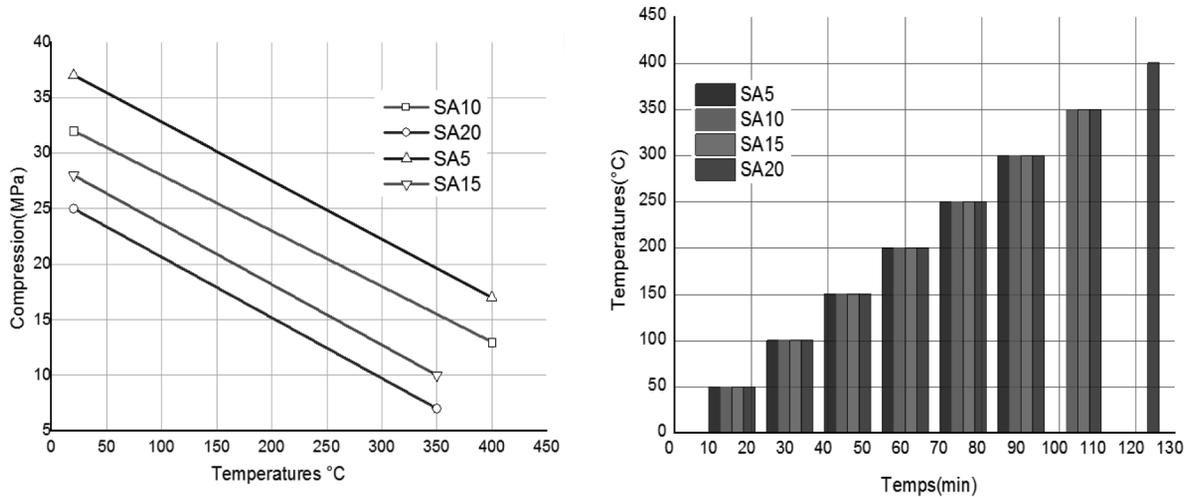


Figure 11. a : Résistance à la chaleur des mortiers base de PDBR-SA ; b : Résistance à la compression des mortiers après cuisson des mortiers à base de PDBR-SA

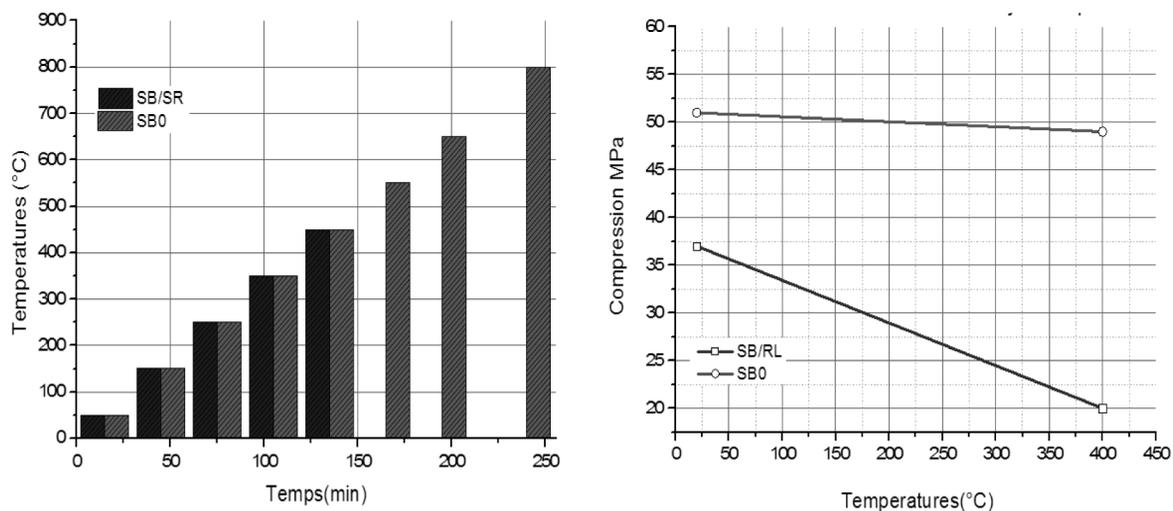
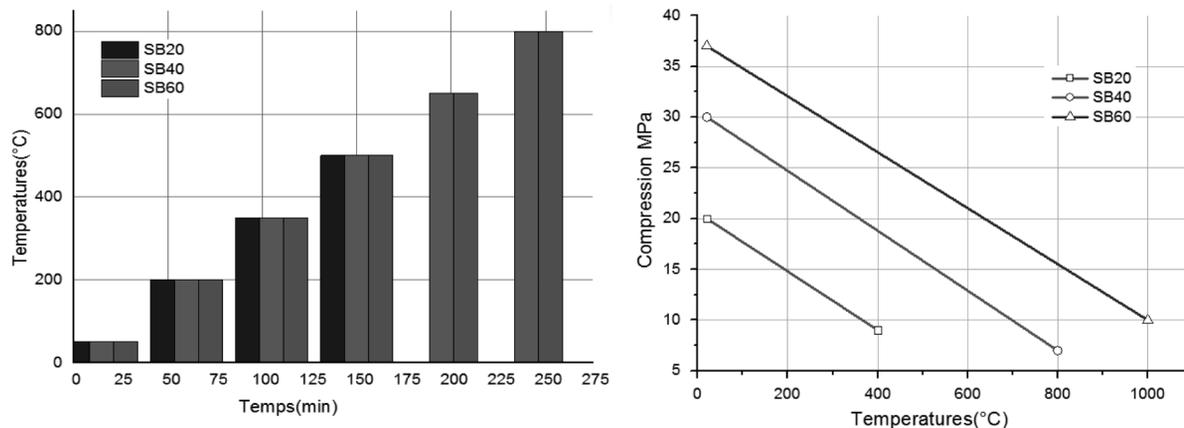


Figure 12. a : Résistance à la chaleur des mortiers base sable de brique concassé et de ciment sans ajout de PDBR ; b : Résistance à la compression des mortiers après cuisson des mortiers à sable de brique concassé et de ciment sans ajout de PDBR





**Figure 13. a : Résistance à la chaleur des mortiers SB et ciment avec ajout PDBR ;
b : Résistance à la compression des mortiers après cuisson de mortier SB et ciment avec ajout PDBR**

4.4. Caractéristiques sous haute température

4.4.1. Mortier à base de poudre SA

L'ajout de l'alumine au ciment améliore la résistance thermique [8] des mortiers qui augmente jusqu'à 400°C. Par contre l'ajout de cette poudre provoque une diminution du liant et par suite une diminution de la résistance à la compression après l'attaque thermique (Figure 11a-b) [9].

4.4.2. Mortier à base de sable de brique concassé et de ciment sans ajout de PDBR

La figure (12a-b) montre que les mortiers à base de sable de brique concassé et de ciment résistent mieux que lorsque ce sable est substitué à un sable roulé naturel. Ces mortiers résistent mieux à la chaleur et la diminution de la résistance à la compression est progressive et restent presque constante de l'ordre de 50 MPa.

4.4.3. Mortiers à base de sable de briques réfractaires concassées et ciment avec ajout PDBR

La figure 13 (a-b) montre que la résistance à la compression des mortiers à base sable et de poudre de brique silico-alumineuse diminue en fonction de la température d'exposition, mais elle reste à supérieure à 6 MPa après une exposition à 1000°C pendant 300 min.

5. CONCLUSION

Cette étude expérimentale montre que la reconstitution d'un matériau réfractaire à base de déchet de brique réfractaire est possible. Elle montre que :

- Le retrait des mortiers à base de poudre de déchet de brique silico-alumineuse (PDBR-SA) avec ajout de 10 et 15 % augmente par rapport à celui Mortier de Référence(MR). Le gonflement diminue avec les différents taux de substitution sauf pour les mortiers à base de sable de brique concassé et de ciment sans ajout de PDBR (SB/SR).
- Les résistances à la compression restent supérieures à 20, 30 et 37MPa respectivement pour 60, 40 et 20 % de sable

de brique concassé pour des tenues à haute température de 400, 800 et 1000 °C.

- Pour les mortiers avec ajout en poudre de brique, la compression est inversement proportionnelle avec la teneur d'ajout (SA), alors que pour les mortiers avec ajout en brique concassé, la compression augmente légèrement par rapport au mortier témoin (mortier SB et SB/SR).

Ces renseignements tirés des différents résultats obtenus font apparaître l'opportunité de reformuler un matériau réfractaire à partir de déchets de briques réfractaires.

Suite à ce travail encourageant de caractérisation des mortiers à base de déchets de briques de cimenterie, une continuation de cette étude consistera à réaliser les travaux suivants :

- Optimiser à l'aide d'un plan d'expérience les différents scénarios de reformulation à différentes températures et avec différents taux de substitutions afin de ressortir les formules appropriées pour confectionner un matériau réfractaire capable d'être réutilisé dans les différentes zones de cuisson de ciment.
- Analyser le comportement thermomécanique des mortiers et bétons réfractaires retenus et établir une loi de comportement de ces matériaux pour prédire leurs caractéristiques (résistances, déformation, fissuration) vis-à-vis de la chaleur.
- Calculer et évaluer en utilisant « la méthode de l'analyse de cycle de vie », les impacts sur l'environnement de cette valorisation de ces déchets sur l'entier de cycle de vie. Cette méthode est utilisée dans le domaine de l'industrie en Tunisie mais jusqu'à nos jours elle ne prend pas sa place dans le domaine de génie civil. Pour ce faire, on a cherché à élaborer une base de données qui collecte toutes les informations d'inventaire sur ces matériaux. L'ensemble de ces flux sera ensuite inventorié et pondéré pour calculer les impacts.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Norme ISO 1927 : les matériaux réfractaires non façonnés préparés (denses et isolants) – classification. Décembre 1984.
- [2] B. Amrane : Modélisation du comportement thermomécanique des céramiques par la mécanique de l'endommagement: cas des réfractaires silico-alumineux façonnés, thèse ENP Alger 2012.





- [3] M. Drine et H. Bouzouita, Valorisation des déchets de brique, PFE encadré par A. R'mili et W. khalfaoui (CIOK), ENSIT Tunis 2015.
- [4] NF EN 1015, Méthodes d'essai des mortiers pour maçonneries - Partie 3 : détermination de la consistance du mortier frais. 3 Octobre 1999.
- [5] Badreddine-Bessa, A., Etude de la contribution des additions minérales aux propriétés physiques, mécaniques et de durabilité des mortiers, thèse, Université de Cergy-Pontoise 2004.
- [6] A. Bresson, Influence de la minéralogie sur le comportement des mortiers de ciment au jeune Aje, mémoire M. Sc., université Laval, 2006.
- [7] F. De Larrard, M. Buil : Granularité et compacité dans les matériaux de génie civil, matériels Structures 1987, 20, 17-126.
- [8] M.N. Oudjit, M. Ould Ahmed, A. Bellal & K. Arroudj Comportement Rhéologiques et mécaniques des mortiers à base d'ajouts cimentaires. 8^e séminaire technique de Lafarge 13-14 Décembre 2011 - Mercure, Alger.



JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

UNE NOUVELLE TECHNIQUE POUR LA DÉTERMINATION DU MODULE D'YOUNG DU BÉTON À HAUTE PERFORMANCE SOUMIS À DES CYCLES DE CHAUFFAGE- REFROIDISSEMENT

A NEW TECHNIQUE FOR THE DETERMINATION OF THE YOUNG'S MODULUS OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE SUBJECTED TO HEATING-COOLING CYCLES

Hassen SABEUR⁽¹⁾, Horacio COLINA⁽²⁾

⁽¹⁾ Maître de conférences à l'Université de Carthage-ISTEUB, Laboratoire de Génie Civil, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunisie. e-mail: sabeur_hassen@yahoo.fr

⁽²⁾ Directeur Pôle recherche chez l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques (ATILH), 7 place de la Défense, 92974 Paris-La-Défense Cedex, France.
e-mail: h.colina@atilh.fr

1. INTRODUCTION

Le problème des structures en béton soumises à des hautes températures est un sujet primordial pour les applications de l'ingénierie nucléaire et l'évaluation de la sécurité contre les

incendies dans les constructions civiles. La dernière catastrophe à Londres et ses conséquences graves sur la sécurité des personnes est l'exemple le plus récent. Une autre catastrophe spectaculaire est l'ensemble des explosions qui ont eu en Chine engendrant plusieurs feux à Tianjin, à 120 kilomètres à l'est de Pékin,





Tableau 1. Composition du BHP

Constituants	Quantité [Kg/m ³]	Agrégats /ciment	Eau/Ciment	fc [Mpa]
BHP: béton à hautes performance				
Ciment CEM I 52.5	377			
Sable de seine 0/4	432			
Sable du Boulonnais 0/5'	439			
Gravillon de Boulonnais 5/12.5	488	5.1	0.3	100
Gravillon de Boulonnais 12.5/20				
fumée de silice	561			
Superplastifiant Résine GT	37.8			
Retardateur Chrysotard	12.5			
Eau	2.6			
	124			

résultant, à de lourdes pertes humaines et révélant de graves dégâts dans les structures en béton. Par conséquent, la modélisation du comportement du béton sous ces conditions devient un sujet de recherche de challenge international.

Un des éléments clefs de cette modélisation est de connaître les variations de la déformation élastique et du module de Young dans la phase de chauffage et dans la phase de refroidissement. Il est reconnu que l'évolution du module de Young résulte de nombreux facteurs tels que la valeur initiale du module d'élasticité, le taux de chauffage, les températures maximales atteintes, la teneur en eau et la nature des agrégats. En effet, la rupture des liaisons dans la microstructure de la pâte de ciment, causée par l'augmentation de la température, entraîne une diminution du module de Young et cette diminution continue à se produire dans la phase de refroidissement. En outre, l'incompatibilité thermique entre les agrégats et la pâte de ciment dans la phase de chauffage induit une diminution de la valeur du module de Young.

En effet connaître ces variations est d'un grand intérêt lors de la détermination de (a) la dégradation thermique du béton sous n'importe quel type de condition (service et accidentelle) et (b) la performance des structures en béton afin de concevoir une structure en béton durable. Cela nécessite une modélisation robuste de tous les processus impliquant la variation de la déformation élastique et celle du module de Young. Néanmoins, dans la littérature, certains chercheurs se sont intéressés à l'étude de ces variations au cours de la partie de chauffage [1-8] et d'autres se sont intéressés aux variations résiduelles [9-11]. Dans toutes ces recherches, les courbes de contrainte/déformation ont été utilisées pour estimer indirectement la déformation élastique.

On présente ici une nouvelle méthode expérimentale pour déterminer la variation de la déformation élastique et du module de Young du béton à haute performance (BHP) pendant des cycles de chauffage-refroidissement sous (CA) et (CS). Le présent travail analyse les différences entre la valeur de la déformation élastique et le module de Young à différents moments ; au début de l'essai (à température ambiante), à la fin des plateaux de températures : 150°C, 200°C, 300°C et 400°C et à la fin de la partie de refroidissement de chaque cycle.

2. COMPOSITION DES BÉTONS ÉTUDIÉS

Sous conditions accidentelles, trois spécimens de BHP ont été testés. Sous conditions de service, deux spécimens de BHP ont été testés. Sous les deux conditions, cinq cylindres normalisés ont également été coulés pour calculer la résistance à la compression. La composition du BHP est donnée par le *Tableau 1*.

3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

3.1. Dispositif expérimental

Les échantillons ont été préparés de manière appropriée [12, 13] et ont été placés dans la presse (*Figure 1*).

Les mesures les plus importantes à réaliser dans ce type d'essai sont celles des variations au cours du temps de la longueur de l'éprouvette et des températures à l'intérieur du béton.

Pour les variations de la longueur, nous avons pris comme base de mesure 300 mm, donnée par la distance entre deux sections perpendiculaires à l'axe et situées à 170 mm de chaque extrémité de l'éprouvette (*Figure 1*). Les valeurs des variations de cette distance pendant l'essai sont alors déterminées à l'aide d'un extensomètre, spécialement conçu pour l'essai : les deux anneaux qui supportent les instruments de mesure, se fixent à l'éprouvette par des vis pointeaux selon la direction du rayon, en formant un angle de 120° entre eux, ce qui permet d'utiliser trois capteurs de déplacement de type LVDT sur des axes verticaux séparés du même angle. Ceux-ci sont logés dans des tubes en Invar, de façon à éviter des déformations thermiques du support. On place de l'isolant thermique entre les anneaux et l'éprouvette.

Pour le suivi des températures à l'intérieur du béton, on place des thermocouples de type K, résistant jusqu'à 700°C, dans des cavités verticales spécialement préparées au moment du coulage et scellées avant l'essai avec de la pâte de ciment. La distribution de ceux-ci est numérotée sur la *figure 1* et répond aux dispositions suivantes :



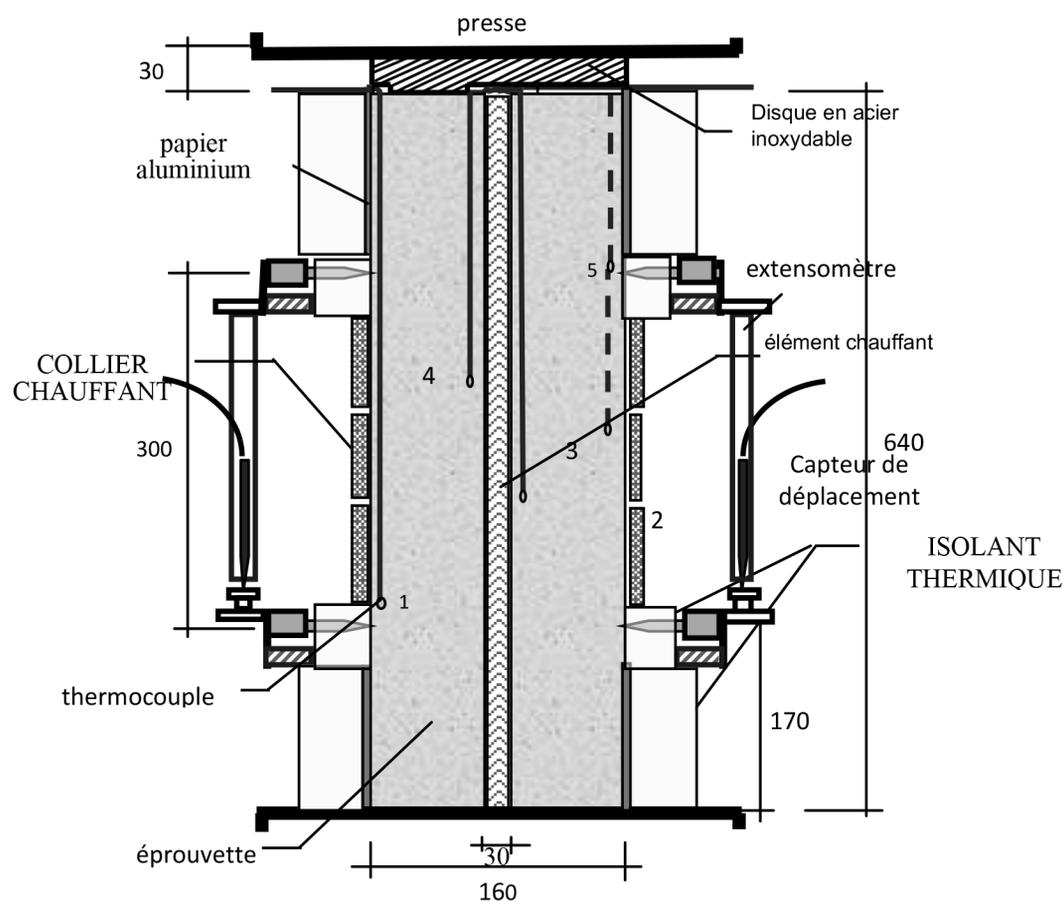


Figure 1. Dispositif expérimental

- deux près de l'axe de l'éprouvette, à une distance de 10 mm de la surface intérieure et situés dans des positions opposées : le numéro 2 à 270 mm et le numéro 4 à 370 mm de la base de l'éprouvette ;
- trois près de la surface extérieure de l'éprouvette, à une distance de 10 mm de celle-ci et situées sur des plans verticaux séparés de 120° l'un par rapport à l'autre : le numéro 1 à 170 mm, le numéro 3 à 320 mm et le numéro 5 à 470 mm de la base de l'éprouvette.

dans un essai sans charge, il est assuré par conduction avec des rubans d'aluminium collés sur la partie supérieure des éprouvettes et sur le plateau supérieur, le tout empêché d'échange thermique avec l'extérieur.

- *Chauffage de la paroi interne de l'éprouvette* : par un tube métallique en contact direct avec le plateau chauffant bas de la presse et fermé dans sa partie supérieure, de façon à avoir une transmission de la chaleur par conduction à l'intérieur de l'éprouvette. Le vide entre ce tube et le béton est rempli de sable, bon conducteur de la chaleur [12-14].

3.2. Dispositif de chauffage

Pour les températures imposées à l'éprouvette, nous pouvons distinguer trois groupes de chauffe :

- *Chauffage des parois latérales* : il est fait par l'intermédiaire de trois colliers chauffants situés dans la partie centrale de 30 cm. Dans les parties supérieure et inférieure, des feuilles d'aluminium, fixées avec du ruban adhésif du même matériau, entourent l'éprouvette et sont en contact avec les parties chauffées par les plateaux de la presse. L'échange thermique avec l'extérieur est empêché par une couche d'isolant.
- *Chauffage de la base et de la partie supérieure de l'éprouvette* : la base de l'éprouvette est en contact avec le plateau chauffant bas de la presse. Le contact de la partie supérieure dépend du type d'essai : dans un essai sous charge, le contact se fait lors de la mise en charge à travers un disque métallique de 30 mm d'épaisseur, qui sert à la fois de lieu de sortie des câbles grâce à ses canaux ;

3.3. Charge mécanique et acquisition

En ce qui concerne la charge transmise à l'éprouvette, la presse utilisée permet d'avoir une charge constante et cela en utilisant le contrôle automatique autour d'une consigne.

La presse est équipée d'un tableur programmable qui, outre le contrôle de la charge, permet la programmation du système de chauffage des plateaux : la vitesse de montée en température (rampe), la valeur de la température à maintenir (palier) et la durée du palier.

Le contrôle de la vitesse de montée en température et le maintien en palier des colliers chauffants, sont faits grâce au système informatisé de contrôle de laboratoire fourni par le logiciel Labview, complété du matériel d'acquisition électronique. Ceci nous permet aussi de réaliser tout le recueil des données concernant les températures et déplacements, pour son traitement postérieur.



3.4. Processus expérimental

Une fois l'éprouvette mise au centre de la presse et les connexions des thermocouples et des résistances avec le matériel d'acquisition effectuées, la charge constante requise (20% de la résistance à la compression) est appliquée et tout de suite les programmes de chauffe des plateaux de la presse et des colliers chauffants sont lancés.

Sous conditions de service, les spécimens ont été chauffés à une vitesse constante de 0,1°C/min pour atteindre les plateaux de températures de 140°C, 190°C et 220°C maintenues pendant plusieurs heures afin d'assurer la stabilisation des températures internes, la perte de masse et autres phénomènes physico-chimiques internes au sein du béton. Sous conditions accidentelles, on procède à quatre paliers de température imposée (155°C, 200°C, 300°C, 400°C). La durée des paliers étant de 24 heures. Une fois que le dernier palier est terminé, on éteint le chauffage tout en continuant l'enregistrement des données, ce qui permet aussi de suivre le comportement du matériau dans la phase de refroidissement.

Dans tous les essais, la déformation élastique est instantanément enregistrée à la température ambiante lors du chargement de l'échantillon. Ensuite, la déformation élastique a également été mesurée « chaud » à la fin de chaque palier de température à l'aide d'un cycle de charge-décharge chargement quasi-instantané (avec une durée de moins de 2 minutes).

La déformation élastique « résiduelle » est obtenue à la fin de l'essai en déchargeant les échantillons à froid. La détermination des déformations élastiques lors de cette campagne expérimentale a permis d'estimer l'évolution du module d'Young avec la température sous les deux conditions. Les détails de nos tests réalisés sous conditions accidentelles et de service sont donnés par le *Tableau 2*.

4. RÉSULTATS ET DISCUSSION

On définit d'abord les températures moyennes utilisées pour le suivi de l'évolution de la température à l'intérieur du béton.

Nous avons considéré pour cela les indications données par la RILEM (1998) [15]. En tenant compte que les sous-indices correspondent au thermocouple du même numéro selon la figure 1, ces températures sont :

- La température moyenne près de la surface extérieure de l'éprouvette, donnée par la moyenne pondérée suivante :

$$T_{ms} = (T_1 + 2T_3 + T_5)/4$$

- La température moyenne près de l'axe de l'éprouvette :

$$T_a = (T_2 + T_4)/2$$

La température moyenne de référence de l'éprouvette, donnée par la moyenne pondérée suivante :

$$T_{ref} = T_{ms} \frac{2}{3} (T_{ms} + T_a) = (T_{ms} + 2T_a)/3$$

Il est essentiel de noter que la température de 220°C, atteinte sous conditions de service, est la température de référence moyenne maximum T_{ref} atteinte à l'intérieur du béton, correspondant à la capacité de chauffage maximale des colliers de chauffage. Afin d'atteindre une température plus élevée sous des conditions accidentelles, les colliers de chauffage ont été remplacés par d'autres, ce qui a permis d'atteindre la température maximale moyenne de 400°C.

À titre d'illustration, la figure 2 montre les évolutions des températures T_{ref} et T_a et de la déformation totale pour le spécimen BHP-5. Il est important de noter la différence négligeable entre T_{ref} et T_a , montrant que la distribution de la température est presque uniforme, avec une valeur maximale de 19°C pour tous les BHP (différence inférieure à celle considérée par les recommandations RILEM ; pour une température de 400°C et pour les dimensions de nos spécimens). La déformation élastique a été mesurée à différents moments du processus, à la fin du palier de température, où il est représenté par des « pics » de déformation. Ces « pics » ont été déterminés pendant le processus comme suit : avant la fin du plateau de température, on

Spécimen	Mix	Type de conditions	Âge en jours	Perte de masse	Résistance à la compression [MPa]	T_{ref} (°C)
BHP1	BHP	service	103	0.62%	100	140 194 219
BHP2	BHP	service	126	0.64%	100	142 196 219
BHP3	BHP	accidentel	253	0.22%	95	158 203 311 407
BHP4	BHP	accidentel	231	0.22%	107	159 207 318 417
BHP5	BHP	accidentel	334	0.20%	100	160 208 315 400

Tableau 2. Détails des essais réalisés sur les spécimens 16*64 cm² du BHP sous conditions accidentelles et de service

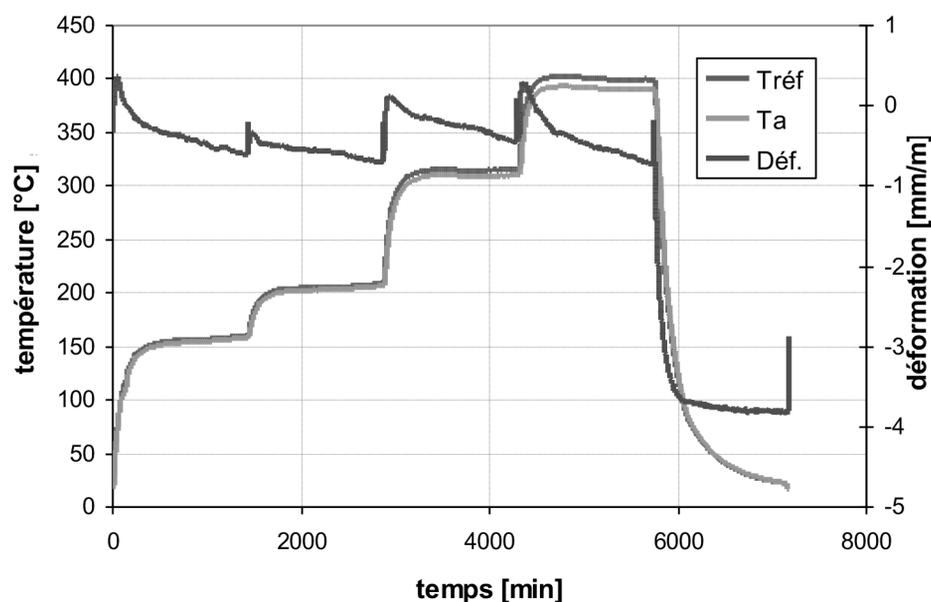


Figure 2. Evolution de la déformation et de la température à l'intérieur du béton; essai sous-charge pour le BHP-5

décharge l'échantillon en éliminant la charge appliquée par la presse puis on charge notre spécimen. Ce cycle de charge-décharge correspond aux pics observés dans la figure 2 et sa durée est d'environ deux minutes. Le concept de la déformation élastique est vérifié par le fait que la déformation mesurée retourne à sa valeur initiale avant le déchargement. Cela prouve que, pour chaque palier de température, la déformation élastique est réversible. Il est à noter ici qu'on mesure « à chaud » la déformation élastique à la fin du palier de température. Cela diffère des méthodes expérimentales utilisées dans la littérature où la déformation élastique est déduite des courbes contrainte-déformation et n'est pas déterminée directement. Cette méthode expérimentale nous permet de déterminer l'évolution de la déformation élastique « à chaud » en fonction de la température.

4.1. Évolution de la déformation élastique

On présente respectivement sur la figure 3 et la figure 4 l'évolution de la déformation élastique pour les trois spécimens BHP 3-5 en fonction de la température sous (CA) et celles du BHP1-2 sous (CS). Ces deux figures montrent une augmentation de la déformation élastique dans la phase chauffage pour les deux types de béton. On peut remarquer la valeur importante de la déformation élastique obtenue lors du déchargement à la fin de la partie de refroidissement montrant bien que la déformation élastique est irréversible. La représentation des spécimens dans un même graphique (Figures 3 et 4) montre la répétitivité de la méthode et la reproductibilité du phénomène. En effet, pour le même degré de chargement et les mêmes paliers de température, nous avons un comportement comparable de nos spécimens avec des valeurs comparables de déformations dans la partie de chauffage et de refroidissement.

A partir de la figure 3, on peut noter que, pour la variation de la déformation élastique en fonction de la température, les

trois spécimens montrent un comportement similaire. Dans la gamme de température [20°C, 300°C], la déformation élastique augmente avec une tendance asymptotique dans l'intervalle [300°C, 400°C]. Cette tendance asymptotique peut être due à la fin du processus de la déshydratation à 400°C. En d'autres termes, nos spécimens ont perdu toute l'eau chimiquement liée et cette perte va induire une consolidation du squelette solide qui devient plus rigide.

Par rapport à leurs valeurs initiales, la déformation élastique à la fin de la phase de refroidissement a presque triplé (sous CA) et a doublé (sous CS). L'absence du fluage thermique transitoire pendant la phase de refroidissement induit plus d'endommagement car les contraintes ne sont pas relaxées par son effet, ce qui induit une valeur importante pour la déformation totale finale et donc de la déformation élastique « résiduelle ».

4.2. Variation du module d'élasticité

La détermination des déformations élastiques lors des cycles de chauffage refroidissement permet d'estimer l'évolution du module d'Young avec la température sous les deux conditions de service et accidentelles. Dans tous ces essais, une charge constante égale à 20% de la résistance à la compression des bétons a été appliquée. Les modules d'Young peuvent être facilement calculés comme suit :

$$E(T) = \frac{\sigma}{\varepsilon^e(T)}$$

La figure 5 et la figure 6 représentent respectivement les évolutions en fonction de la température du module de Young des BHP (3-5) sous (CA) et les BHP (1-2) sous (CS). Cette figure montre une diminution des valeurs de module d'Young pour le BHP sous (CA) et (CS) dans la partie chauffage et dans la phase refroidissement.



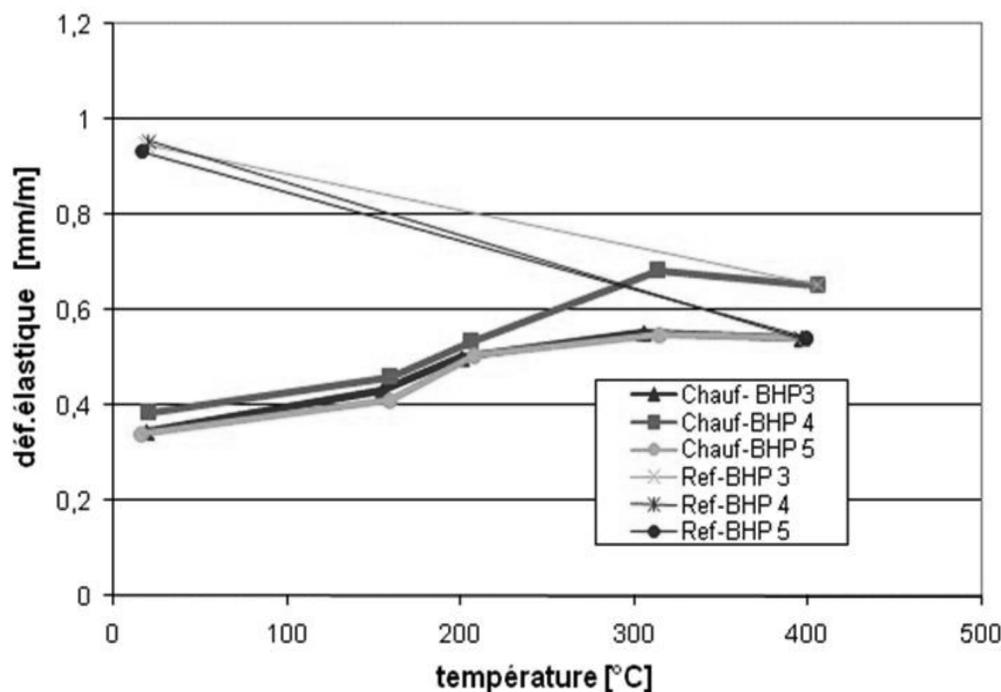


Figure 3. Evolution de la déformation élastique pour BHP (3-5) sous (CA) cycle chauffage-refroidissement

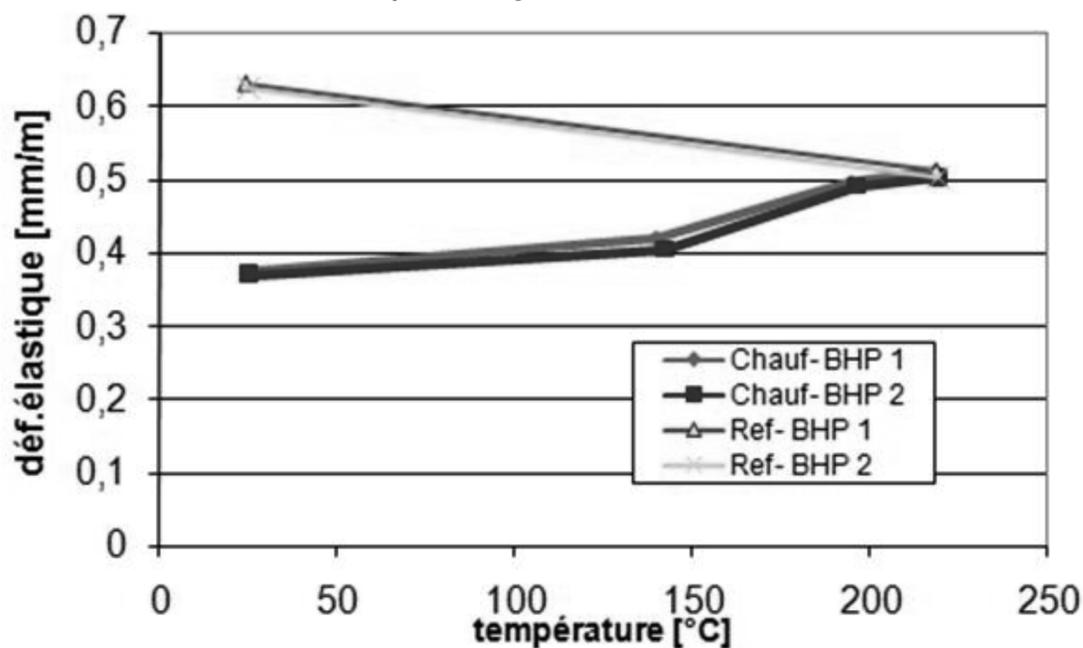


Figure 4. Evolution de la déformation élastique pour BHP (1-2) sous (CS) cycle chauffage-refroidissement

En effet, lorsque le béton est soumis à de hautes températures, deux phénomènes se produisent au sein du béton : l'expansion des agrégats et la contraction de la pâte de ciment. Au cours de la partie chauffage, une des principales raisons de la diminution des valeurs du module d'Young avec l'augmentation de températures est cette incompatibilité thermique entre la pâte de ciment et les granulats.

De plus, à hautes températures, plusieurs transformations physico-chimiques se produisent au sein du béton, ce qui entraîne des changements importants dans la microstructure de la pâte de ciment. La première transformation importante

correspond à la déshydratation du gel CSH. Dans la littérature, on considère que la décomposition des hydrates commence à 105°C. La deuxième transformation importante est la décomposition de la Portlandite, qui se déroule à une température dans l'intervalle [400°C, 500°C]. Il est à noter ici que le taux de chauffage intervient en modifiant les plages de température qui caractérisent le début et la fin de chaque réaction majeure. Dans les travaux antérieurs [14], pour la même pâte de ciment utilisée dans la composition de tous les BHP 1-5 utilisés dans notre procédure expérimentale, les résultats de l'analyse ATD/ATG ont montré que les températures



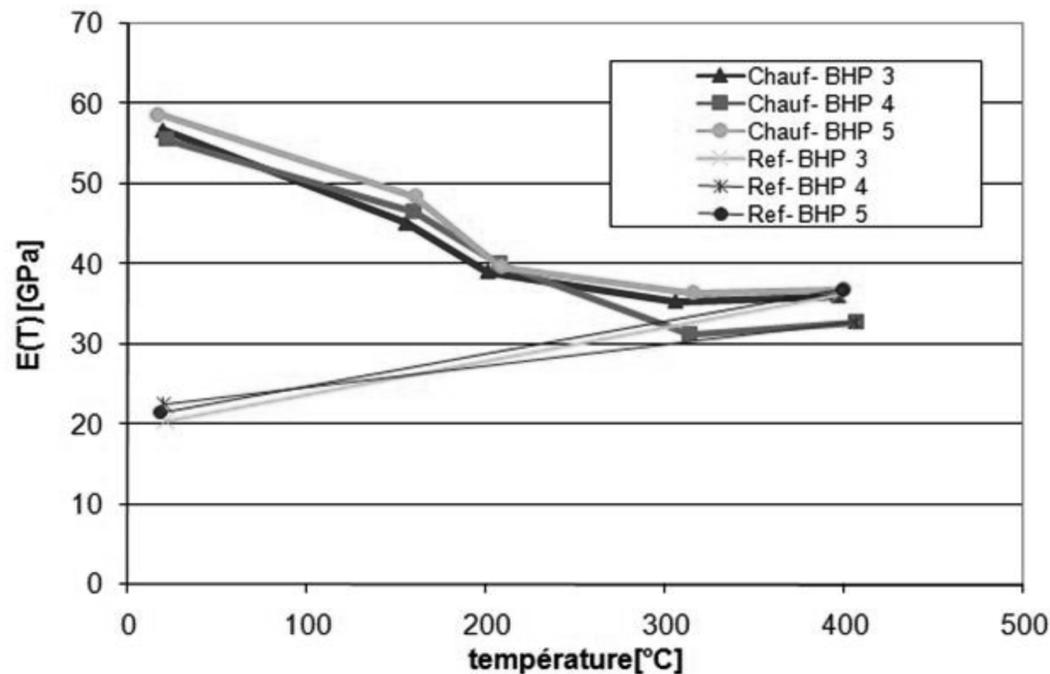


Figure 5. Evolution du Module d'Young pour BHP (3-5) sous (CA) (cycle chauffage-refroidissement)

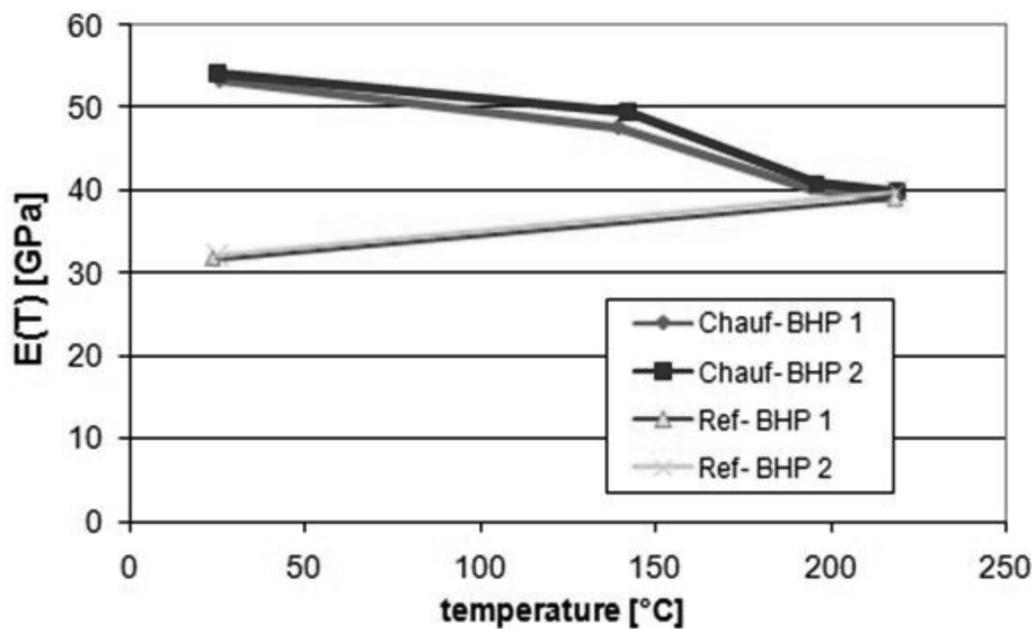


Figure 6. Evolution du Module d'Young pour BHP (1-2) sous (CS) (Cycle chauffage-refroidissement)

de décomposition de la Portlandite se situent entre [360°C, 410°C] et [470°C, 530°C] pour les taux de chauffage respectifs de 0,2°C/min et 10°C/min (Figure 7). Cela confirme la présence de la cinétique chimique et l'existence d'une différence entre la valeur mesurée à l'équilibre et celle de la mesure à la température $T(t)$. La raison de l'application de plusieurs températures des plateaux est destinée à assurer la stabilisation de la température interne et des différents processus physico-chimiques.

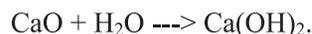
Dans nos essais, la décomposition du gel CSH et le début de la décomposition de la Portlandite briseront les liaisons de la microstructure de ciment ce qui induit une diminution importante de la valeur du module de Young.

En ce qui concerne la phase de refroidissement, la diminution de la valeur du module de Young continue à se produire pour deux raisons majeures. La première est l'absence de la déformation thermique transitoire dans la phase de refroidissement. Par conséquent, la relaxation du champ de contrainte est absente dans la phase de refroidissement ce qui provoque l'endommagement du matériau. Cette absence entraînera le développement des micro-fissures dans l'échantillon et on peut observer une séparation entre la pâte de ciment et les agrégats. Ceci a été observé expérimentalement par une diminution des valeurs de module de Young dans notre cas.

En outre, dans la phase de refroidissement, le CaO de chaux (un produit de la décomposition de la portlandite) en contact



avec l'air lors du refroidissement et donc en contact avec des molécules d'eau produira une nouvelle portlandite selon l'équation suivante :



La nouvelle portlandite formée s'accompagne d'une expansion de volume. En effet, le volume de la portlandite formée est supérieur à celui de la chaux CaO. Cette expansion induit donc une fissuration supplémentaire entraînant des valeurs inférieures du module d'élasticité.

La représentation des deux valeurs moyennes de la variation du module de Young pendant le cycle de chauffage-refroidissement pour le BHP sous conditions accidentelles et de service est donnée par la figure 8. Sous conditions de service, le module Young est égal à 31,75 GPa à la fin de la phase de refroidissement. Sous conditions accidentelles, la valeur du module Young est égale à 21,5 GPa. Il s'ensuit qu'une augmentation de température de 200°C a entraîné une diminution du module de Young de 10 GPa. Pour le BHP, par rapport à la valeur initiale, on a une diminution de 40% pour une température de chauffage finale égale à 220°C et 62% pour la température de 400°C. Un parallélisme est également noté pour la variation des deux courbes dans la phase de refroidissement.

Cette figure confirme que le taux de chauffage n'a pas une grande influence sur la variation du module de Young jusqu'à la température de 220°C avec une valeur de module Young égale à 39,2 GPa.

Le fait que le taux de chauffage n'ait pas d'influence sur la variation du module Young pendant la phase de chauffage est prévisible dans nos tests expérimentaux. En fait, un chauffage plus rapide entraînera des contraintes au sein de la pâte de ciment plus élevées causées par : l'incompatibilité thermique entre la pâte de ciment et les agrégats et aussi par la pression de pore développée qui entraîne un plus grand endommagement de la

microstructure [2]. En effet, une cinétique rapide provoque la génération d'un gradient de température entre la zone intérieure, plus froide et la zone périphérique, exposée à la chaleur. Le gradient de température conduit à un transfert d'eau sous forme gazeuse à l'intérieur du tube, provoquant une augmentation de la pression des pores dans la partie centrale.

En outre, pour cette gamme de température [20°C-220°C], la décomposition de gel CSH est la réaction majeure quand le béton est soumis à de hautes températures. Plus la vitesse de chauffage est rapide, plus la température du début de la décomposition est importante. Dans les travaux précédents [14], les pics de température correspondants sont égaux à 85°C et 138°C pour des taux de chauffage de 0,2°C/min et 10°C/min respectivement (Figure 7). C'est cette différence qui a amené les auteurs à penser à appliquer des plateaux de température pendant plusieurs heures pour donner suffisamment de temps pour que toutes les réactions physico-chimiques se produisent. En fait, ces plateaux de température permettent de réduire l'effet de la cinétique mentionnée précédemment. Cette stabilisation minimisera les contraintes provoquées par un chauffage rapide. Sur la base de la conclusion qui consiste en une faible influence de la vitesse de chauffage, on peut supposer que, sous conditions accidentelles, si la température de chauffage finale était égale à 220°C, le BHP sous CA aura une valeur comparable à celle sous CS. De plus, pour le BHP sous conditions accidentelles, la variation au cours de la partie refroidissement pour le palier de 300°C peut être obtenue en traçant la parallèle à la variation linéaire du module d'Young pour le palier de température égale à 400°C.

Cela signifie que jusqu'à la température de 400°C, nous pouvons faire l'hypothèse que la vitesse de chauffage n'a pas une grande influence sur la variation du module d'Young pour le cycle de chauffage-refroidissement. Cette conclusion nécessite plus d'investigations expérimentales.

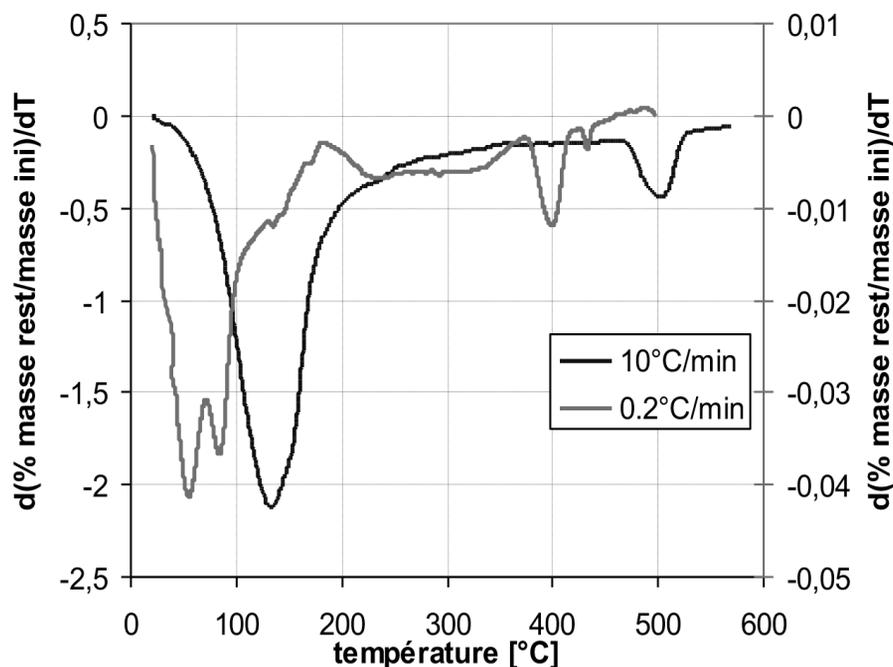


Figure 7. Evolution des courbes DTG des échantillons chauffés à 0.2 et 10°C/min [14]

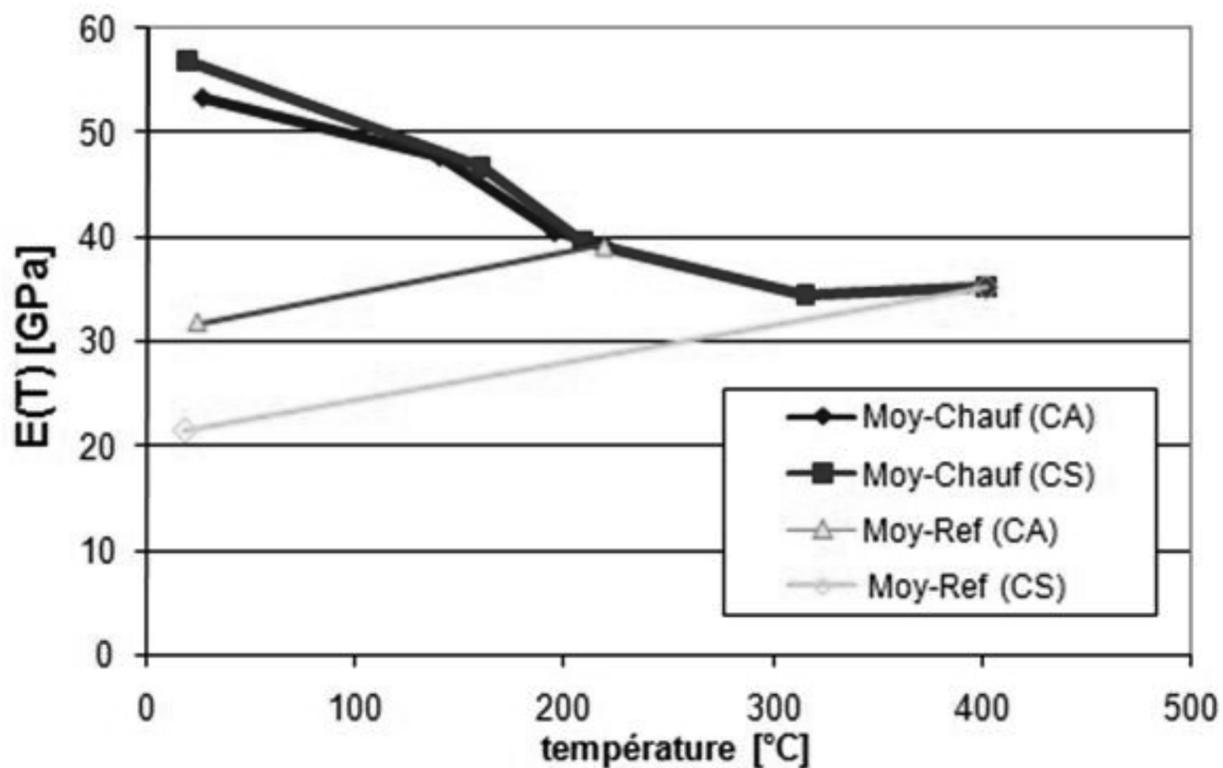


Figure 8. Valeurs moyennes du module d'Young pour le BHP sous conditions accidentelles et sous conditions de service (cycle chauffage-refroidissement)

5. CONCLUSION

Une nouvelle technique expérimentale a été présentée afin de déterminer la variation du module de Young pour le BHP sous (CA) et (CS). Sous ces deux conditions, le comportement expérimental de la déformation élastique en fonction de la température montre que cette déformation est irréversible. Par ailleurs, lors d'un cycle de chauffage refroidissement sous de telles conditions, nous pouvons remarquer une diminution du module d'Young. Ce comportement s'explique par les différents phénomènes qui se produisent dans les phases de chauffage et de refroidissement. En fonction de la température atteinte, cette diminution du module d'Young est due à :

- Dans la phase de chauffage, à la déshydratation de la CSH, la déshydroxylation de Portlandite, les dommages causés par les micro-fissures dues à l'incompatibilité thermique entre les agrégats et la pâte de ciment. Toutes ces réactions provoquent la rupture des liaisons de la microstructure de la pâte de ciment.
- Dans la partie de refroidissement, à l'absence de la déformation de fluage transitoire et la formation d'une nouvelle portlandite.

Concernant les différences dans l'évolution de la déformation élastique et du module d'Young correspondant du BHP sous CA et CS, les conclusions suivantes peuvent être avancées :

- Pour le BHP sous CA, la déformation élastique augmente pour des températures allant jusqu'à 300 °C avec une tendance asymptotique dans la plage de température de 300°C à 400°C. Cela implique une diminution du module de Young, avec un comportement asymptotique dans l'intervalle [300°C-400°C]. Ce comportement peut être expliqué par

la libération de toute l'eau chimiquement liée et cette perte va induire une consolidation du squelette solide qui devient plus rigide.

- Pour des températures inférieures à 220°C, pour le cas du BHP, la vitesse de chauffage de 1,5°C/min n'a pas eu d'influence sur les variations de la déformation élastique et du module d'Young correspondant. Cela diffère de ce que la littérature présente comme résultat : plus la vitesse de chauffage est importante, plus la valeur du module élastique est faible. En effet, une vitesse de chauffage plus rapide entraînera des contraintes plus élevées causées par : la pression dans les pores et l'incompatibilité thermique entre la pâte de ciment et les granulates, ce qui entraînera un endommagement plus important de la structure. En fait, la durée importante des plateaux de température assurent la stabilisation de tous les processus physico-chimiques (décomposition du gel CSH, incompatibilité thermique ciment-agrégats, et de la pression dans les pores) qui réduit considérablement l'endommagement de la structure engendré par un chauffage plus rapide. Cette observation semble donc être validée pour des températures de chauffage inférieures à 400 °C, mais nécessite d'autres recherches expérimentales pour être validée.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Wood Labani J. M. and Sullivan P. JM., 1974. The performance of lightweight aggregate concrete at elevated temperature, Imperial College (London): Concrete Structure and Technology, 100 p. Reports CSTR no 7312.





- [2] Harada T., Takeda J., Yamane S. and Furumura F., 1972, Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. In International Seminar on Concrete for Nuclear reactors. ACI Special Publication, 1972, paper SP34, p 377-406
- [3] Franssen J.M., 1987. Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton. Thèse de Doctorat, Université de liège, Belgique, 276p.
- [4] Schneider U., 1988. Concrete at high temperatures: A general review, Fire safety Journal, vol. 13, pp 55-68.
- [5] Dias W.P.S, Khoury G.A and Sullivane P.J.E., 1990. Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C (1292F), ACI Materials Journal, vol 87, n°2, p160-166.
- [6] Gross H., 1973. On high temperature creep of concrete, International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology 2nd SMIRT vol. 3, Berlin : Edited by T.A. Jaeger. Paper H6/5.
- [7] Hager I.G., 2004. Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques, Thèse de doctorat, ENPC, France.
- [8] Xiao J. and Konig G., 2004. Study on concrete at high temperature in China—an overview, Fire Safety Journal, 39, pp. 89–103
- [9] Chang Y.F., Chen Y.H., Sheu M.S., Yao G.C., 2006. Residual stress–strain relationship for concrete after exposure to high temperature. Cement and Concrete Research 36 1999–2005.
- [10] Luigi B., Sara C., Gianpaolo R., 2008. Evaluating residual properties of thermally damaged concrete. Cement & Concrete Composites, 30, pp. 907–916.
- [11] Ghan Y. N., Peng G. F., Anson M., 1999. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. Cement and Concrete Composites ,21, pp. 23-27
- [12] Sabeur H. & Colina H., 2006. Transient Thermal Creep of Concrete in Accidental Conditions at Temperatures up to 400°C. Magazine of concrete research, 58, No.4, May, pp. 201-208.
- [13] Sabeur H. and Colina H., 2012. Effect of a heating–cooling cycle on elastic strain and Young’s modulus of high performance and ordinary concrete, Materials and Structures, 45, pp. 1861–1875
- [14] Sabeur H., Meftah F., Colina H. & Plateret G., 2008. Correlation between transient creep of concrete and its dehydration, Magazine of concrete research, 60, No.3, April, pp.157-163
- [15] RILEM TC 129-MHT (1998), Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Recommendations: Part 7: Transient Creep for service and accident conditions. Materials and Structures, 31, 290-295.



JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

VALORISATION DE DÉCHETS D'INCINÉRATEUR : CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE DES PERFORMANCES THERMIQUES ET MÉCANIQUES DU BÉTON DE GRANULATS CARBONATÉS

VALORIZATION OF INCINERATOR SOLID WASTE: EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF THE THERMAL AND MECHANICAL EFFICIENCIES OF CARBONATED AGGREGATES CONCRETE

**Imen RAHMOUNI^(1,2), Geoffrey PROMIS⁽²⁾, Abdelhamid R'MILI⁽¹⁾,
Hassen BEJI⁽²⁾, Oualid LIMAM⁽¹⁾**

⁽¹⁾ Laboratoire de Génie Civil (LGC-ENIT), Université de Tunis El-Manar, ENIT-BP 37,
1002 Tunis le Belvédère, Tunisie. Tél. : +21671875726, Fax : +21671875726

⁽²⁾ Laboratoire des Technologies Innovantes (LTI), Université de Picardie Jules Verne,
Avenue des Facultés - Le Bailly, 80025 Amiens Cedex, France.

Tél. : +33 (0)322534016, Fax : +33(0)322951751

imen.rahmouni@etud.u-picardie.fr, geoffrey.promis@u-picardie.fr, Abdelhamid.rmili@esstf.rnu.tn,
Hassen.beji@u-picardie.fr, oualid.limam@enit.rnu.tn

1. INTRODUCTION

Les granulats s'avèrent être des matériaux soigneusement élaborés dont les caractéristiques sont normalisées dans la plupart des pays, comme l'intégralité des produits industriels. Au vu des grandes quantités de granulats consommés, il apparaît

très clairement que les granulats sont devenus, aujourd'hui, des matériaux de première nécessité dont l'approvisionnement doit être assuré de façon durable pour les générations futures [1]. Toutefois, ces ressources naturelles sont épuisables et les lieux d'extraction ne cessent de s'éloigner des lieux de consommation. En parallèle, l'essor rapide du tissu urbain,



a provoqué une augmentation impressionnante des quantités de sous-produits industriels et de déchets, qui ont commencé à constituer un problème économique et écologique vers la fin du XX^e siècle. Les quantités énormes immobilisent des volumes de stockage des déchets de plus en plus conséquents et provoquent constamment la pollution de l'environnement [2]. Pour faire face à cette situation, nous avons recours à différents moyens de valorisation des déchets comme les décharges, l'incinération ou le stockage qui à leur tour ont des conséquences négatives sur l'environnement à moyen ou long terme. Par ailleurs, la fumée rejetée par les industries ou par l'incinération de déchets ainsi que les cendres d'incinérateurs contient des métaux lourds et du dioxyde de carbone nuisibles à la santé et à l'environnement. Le CO₂ qui, en tant que gaz à effet de serre, s'accumule dans l'atmosphère et participe au réchauffement climatique.

Pour répondre, d'une part, au besoin vital de la construction, et d'autre part, au besoin universel de conserver les ressources et de protéger l'environnement contre la pollution et le dégagement de CO₂, il est indispensable de développer des matériaux de substitution aux granulats naturels en valorisant les déchets et les sous-produits de l'industrie, qui, combinés au CO₂, peuvent être transformés en granulats. Ce double avantage de réduction des émissions de CO₂ et de recyclage des déchets constitue une alternative forte intéressante pour l'avenir.

Afin de développer la filière de valorisation des matériaux de construction à base de déchets au sein du secteur du Bâtiment et des Travaux Publics, il est nécessaire de mener une méthodologie de caractérisation des propriétés intrinsèques de ces sous-produits et des produits finaux (les bétons à base de granulats carbonatés). A ces fins, l'étude des caractéristiques morphologiques, physiques, mécaniques et thermiques de ces matériaux est présentée ici. Ces nouveaux matériaux de construction doivent présenter des performances suffisantes pour répondre aux contraintes technologiques de la construction tout en limitant l'impact environnemental.

A la suite de ce constat, nous présenterons dans une première partie le processus industriel de fabrication des éco-granulats, puis, dans une deuxième partie, l'analyse des caractéristiques des granulats carbonatés, suivie de l'évaluation expérimentale des propriétés mécaniques et thermiques de bétons à base d'éco-granulats. Afin de situer ces nouveaux matériaux durables dans le paysage des matériaux de construction traditionnels, nous

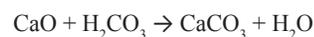
proposons une étude comparative des performances de ces bétons avec celles des bétons de référence, à base de granulats naturels et de granulats légers d'argile expansée.

2. LE PROCESSUS INDUSTRIEL

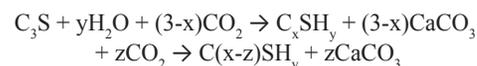
Les éco-granulats sont donc issus d'un procédé de carbonatation accélérée, breveté par l'entreprise Carbon8 System [3], une entité de l'Université de Greenwich (Kent, UK). La carbonatation est une réaction naturelle très lente de combinaison avec le dioxyde de carbone en milieu humide : le dioxyde de carbone se transforme en acide carbonique :



Par la suite, l'acide carbonique réagit avec la chaux de manière à former de la pierre calcaire :



Dans le cas de la carbonatation de matrice de type cimentaire, les silicates de calcium C₃S et C₂S vont interagir avec le dioxyde de carbone et l'eau en raison de leur caractère hydraulique. La réaction va produire des carbonates de calcium CaCO₃ qui cristallisent en calcite, polymorphe stable en conditions normales et des silicates de calcium hydraté CSH, composés non cristallins.



L'enchevêtrement du gel C_xSH_y apporte la solidité des granulats et participe à leur inertage, assurant ainsi la stabilité chimique des granulats : les CSH se développent à la surface des grains et comblent progressivement les interstices capillaires. La carbonatation présente de nombreux avantages tels que l'agglomération des particules pour la formation de granulats solides (le durcissement de la matrice permet d'obtenir des matériaux finis résistants) et la stabilisation physique (des polluants) et chimique (formation de carbonates métalliques insolubles et diminution du pH). Pour toutes ces raisons, la valorisation des déchets issus de traitements thermiques (riches en CaO) est particulièrement adaptée au procédé de carbonatation.

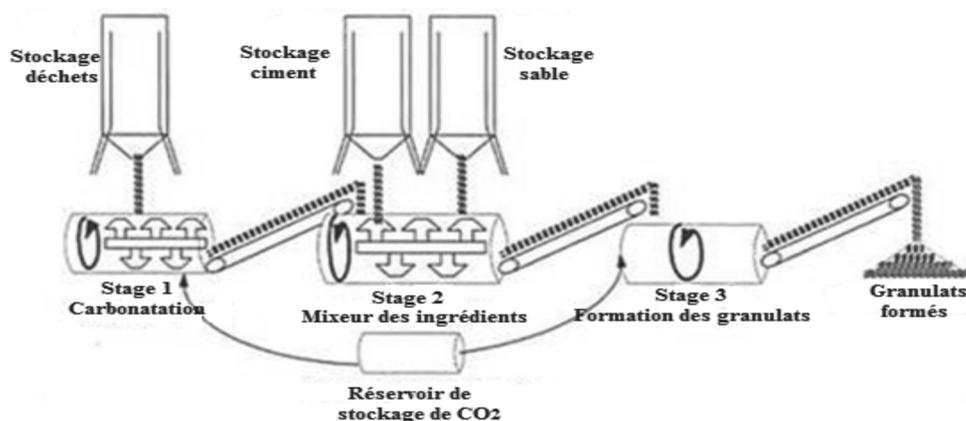


Figure 1. Méthode de carbonatation accélérée [4].



Figure 2. Système de fabrication des granulats [4].

L'Université de Greenwich a développé un procédé simple et rapide de carbonatation accélérée (ACT) [3] qui permet de faire réagir les minéraux de résidus thermiques avec du CO_2 . La précipitation des carbonates (calcaire) engendre une fixation permanente du CO_2 et la formation de granulats inertes. Ce procédé vise à carbonater des déchets d'incinérateur dans une atmosphère enrichie en dioxyde de carbone afin de générer des granulats. Après leur acheminement et leur stockage au centre de production, les déchets sont prétraités par carbonatation puis mélangés à des réactifs (ciment, sable et eau) pour former une pâte liante. Les matériaux sont ensuite carbonatés dans un réacteur tournant formant ainsi des granulats légers à bilan carbone négatif. Le CO_2 se transforme en acide carbonique qui va alors pouvoir initier des réactions avec des composés de type hydroxyde de calcium (portlandite ou chaux éteinte) pour former des carbonates de calcium.

A la suite de ce procédé trois types de granulats ont été produit : un granulat noté C8 AGG a été produit à partir des résidus d'épuration des fumées d'incinérations des ordures ménagères (REFIOM) [5] et de ciment utilisé comme liant (Figure 3a). Le second déchet retenu pour produire des granulats notés PA provient des cendres de papier [6]. Ces granulats ont été produits sans ajout de liant mais avec ajout de fines de carrière (Figure 3b), riches en oxyde de calcium CaO . Un dernier déchet provient d'un centre de biomasse français, les granulats sont notés BAK (Figure 3c).

3. CARACTÉRISATION DES GRANULATS

3.1. Caractérisation physique

Les propriétés du béton sont largement influencées par les caractéristiques de ses constituants. De ce fait, afin de développer la filière de la valorisation des éco-matériaux à base de déchets, nous avons procédé à des essais de caractérisation de ces granulats (figure 4). Dans un premier temps, un essai de tamisage à sec est réalisé afin de déterminer les courbes granulométriques de chaque matériau. Les tamis utilisés sont : 0.08, 0.1, 0.125, 0.16, 0.2, 0.25, 0.315, 0.63, 1.25, 2, 2.5, 3.15, 4, 5, 6.3, 8, 10, 12.5, 16, 20. Chaque tamis est pesé à vide, puis plein afin de vérifier que la masse de chaque refus est inférieure à la masse à saturation du tamis. Cette masse est dépendante de l'ouverture du tamis. Par ailleurs, le tamisage doit démontrer une perte maximale de matériau inférieure à 2%, comme suggéré dans la norme NF ISO 2591-1.

La granulométrie des éco-granulats utilisés (Figure 6) est confrontée aux granulats dits de référence, une argile expansée notée AE et un granulat naturel noté GN (Figure 5) [7]. Cette analyse montre que les éco-granulats présentent une répartition dimensionnelle très proche des granulats de référence AE et GN. Cette première approche d'identification granulométrique

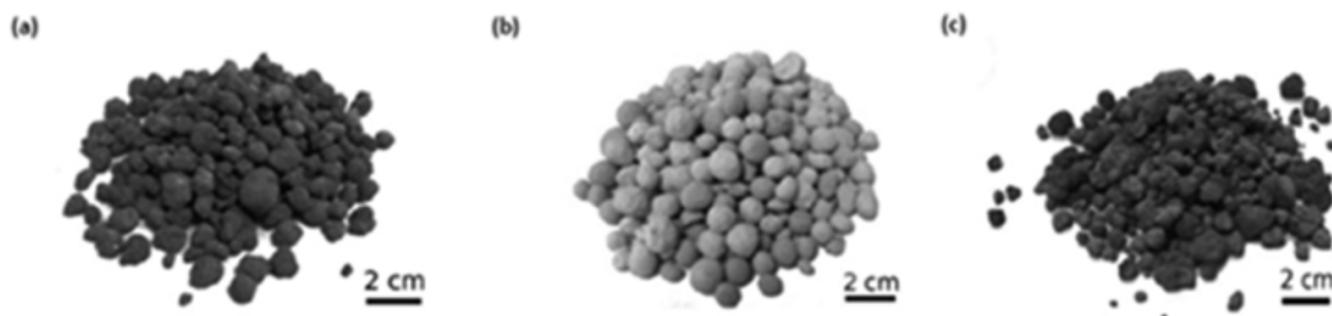


Figure 3. Granulats de REFIOM notés C8 AGG (a), de cendres de papier notés PA (b), de cendres de biomasse notés BAK (c).





Tableau 1. Masses volumiques, porosité et coefficient d'absorption des granulats.

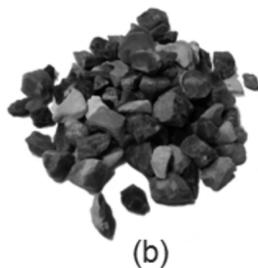
Granulats	GN	C8 AGG	AE	PA	Bak
Masse volumique apparente ρ_{app} (kg/m ³)	1 360	1100	700	880	1090
Masse volumique saturée surface sèche ρ_{ssd} (kg/m ³)	2 540	2110	1380	1850	2240
Masse volumique réelle sec ρ_{rd} (kg/m ³)	2 500	1820	1200	970	1300
Masse volumique absolue ρ_o (kg/m ³)	2 590	2560	1460	2100	2490
Coefficient d'absorption Wa24 (%)	13.8	16	14.5	28.03	15.1
Porosité totale (%)	3.7	30.2	53.8	62.6	49.9



Figure 4. Essai de tamisage.



(a)



(b)

Figure 5. Granulats d'argile expansée notés AE (a), naturels notés GN (b).

confirme leur potentiel de substitution aux granulats traditionnels dans les bétons et pour la réalisation de blocs de construction. Dans un second temps, les masses volumiques apparentes ρ_{app} des granulats ont été mesurées selon la norme NF EN 1097-3 [8] avec un contenant de 1 litre. La méthode du pycnomètre à eau, conformément à la norme NF EN 1097-6 [9], a été utilisée pour obtenir les masses volumiques absolues et réelles des granulats. Nous déterminons les masses volumiques afin de vérifier la régularité minéralogique des matériaux ainsi que le rendement volumique des différentes formulations des bétons. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 1. Globalement les masses volumiques réelles des granulats carbonatés sont encadrées par celles des granulats GN et AE. Après 24h, l'absorption d'eau Wa24 est de l'ordre de 15% pour les granulats C8 AGG, BAK et AE, et de l'ordre de 29 % pour les granulats PA.

La forte porosité des granulats carbonatés laisse envisager une importante rétention de l'eau d'hydratation du ciment. Afin d'adapter au mieux la formulation du béton, la mesure d'absorption d'eau des granulats a été faite sur trois échantillons de 400g immergés dans l'eau pendant 7 jours (figure 8) afin de mesurer la capacité d'un granulat à absorber l'eau. Cet essai est réalisé afin de prendre en compte l'absorption des granulats dans le calcul du rapport Eau efficace/Ciment dans les bétons et avoir une estimation de l'aptitude du granulat à influencer la rhéologie du béton.

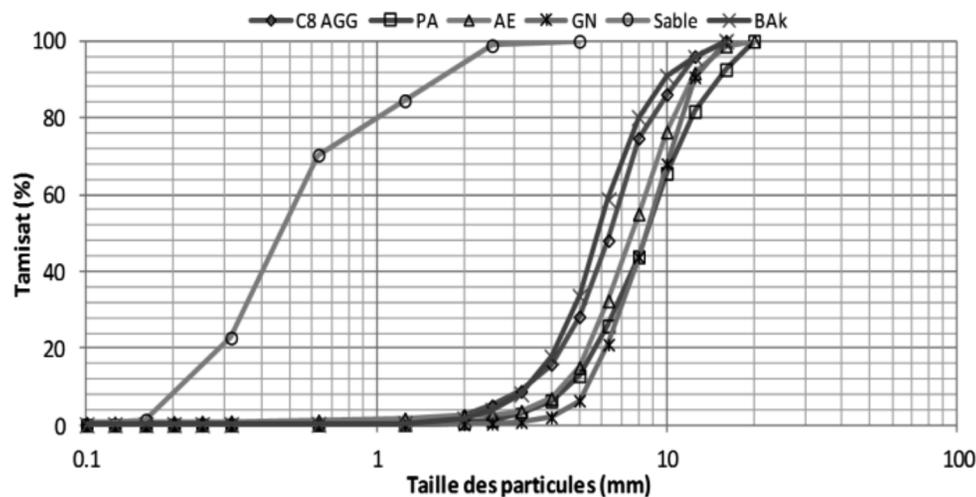


Figure 6. Analyse granulométrique des granulats.



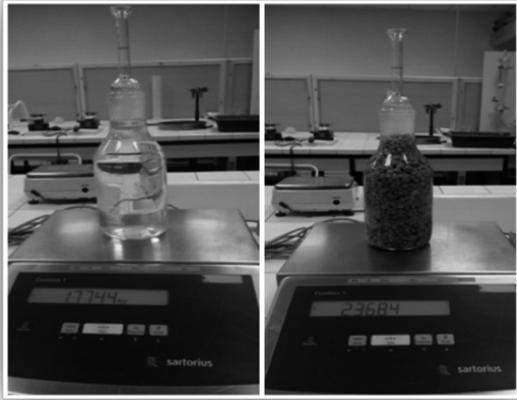


Figure 7. Essai de détermination des masses volumiques.



Figure 8. Essai d'absorption d'eau des granulats.

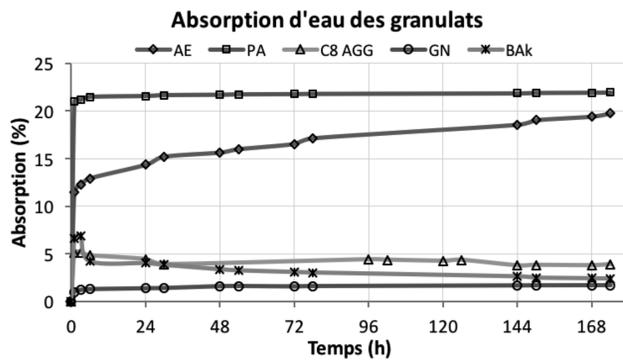


Figure 9. Absorption d'eau des granulats.

Les résultats montrent une absorption immédiate pour les granulats PA proche de 22% (Figure 9). Après 7 jours, les granulats AE atteignent environ 20% d'absorption d'eau. En ce qui concerne les granulats C8 AGG et BAK, ceux-ci ont montré un comportement atypique, avec une absorption rapide de l'ordre de 5 % puis une perte de masse liée à la désagrégation des granulats dans l'eau. Ils ont montré une tendance à désorber et à se désintégrer après 24h d'absorption. Ces différents résultats

soulignent la nécessité d'adapter la proportion en eau lors de la confection des bétons afin d'optimiser les formulations car les granulats PA et AE sont très absorbants d'eau dès 24h avec des coefficients de 22% et 15% respectivement.

3.2. Caractérisation mécanique

Dans le but d'évaluer la résistance mécanique des éco-granulats, des essais d'écrasement en vrac (figure 10) ont été réalisés selon la norme EN 13055-1 [10]. Des granulats sont placés en vrac dans un cylindre de 100 mm de hauteur et de 200 cm² de section (figure 11). L'échantillon est ensuite soumis à un effort de compression à l'aide d'un piston cylindrique. L'essai est réalisé sur une presse électromécanique de capacité nominale de 250 kN de chez Shimadzu. La vitesse d'enfoncement du piston est de 1 mm par minute et l'essai est terminé lorsque l'enfoncement du piston atteint 20 mm. La résistance conventionnelle des granulats est définie par le quotient de la force appliquée nécessaire



Figure 10. Essai d'écrasement en vrac des granulats.



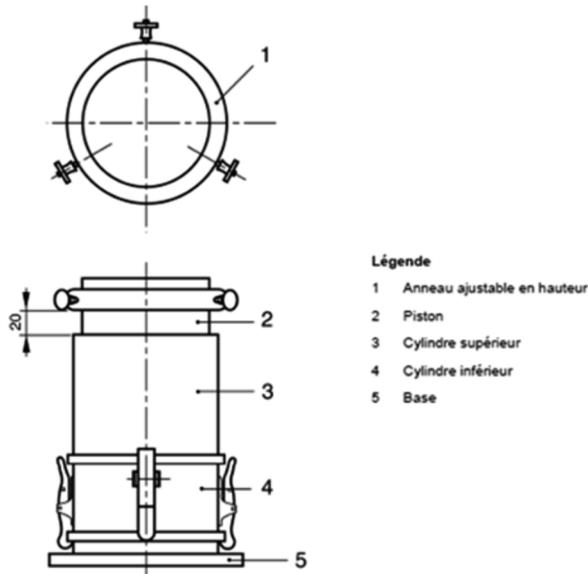


Figure 11. Appareillage d'essai d'écrasement en vrac [10].

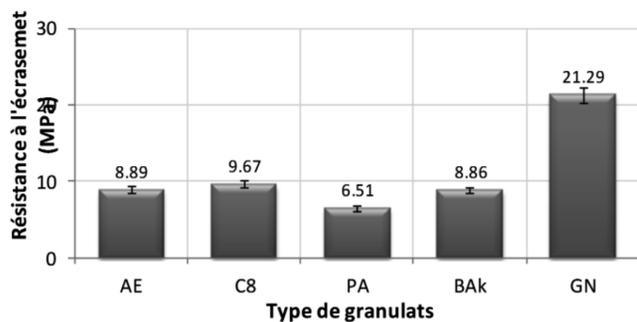


Figure 12. Résistance à l'écrasement des granulats.

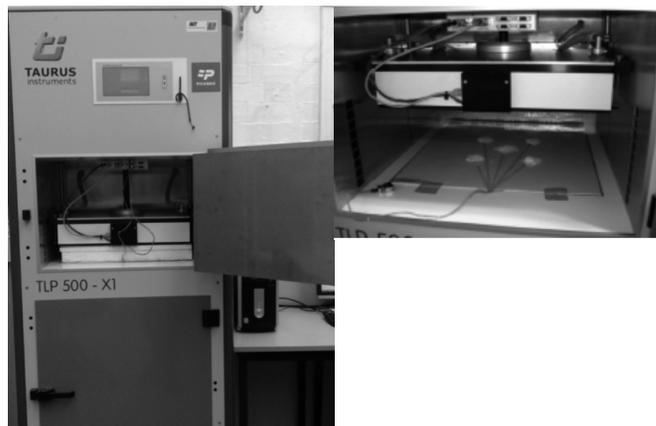


Figure 13. Méthode de la plaque chaude gardée.

pour obtenir l'enfoncement de 20 mm du piston par section du cylindre. La résistance à l'écrasement C_a exprimée en N/mm^2 est déterminée à partir de l'équation suivante :

$$C_a = \frac{L + F}{A}$$

Avec :

- L : poids du piston en N
- F : Force de compression en N
- A : Aire du piston en mm^2 .

Les granulats légers C8 AGG, AE, PA et BAk ont une résistance à l'écrasement en vrac inférieure à celle des granulats GN, comme

attendu au regard des masses volumiques réelles et apparentes. Les granulats C8 AGG tendent à montrer une bonne résistance à l'écrasement plus élevée que les granulats PA, BAk et AE. Ces résultats traduisent l'intérêt que présentent les granulats carbonatés pour la fabrication de blocs de construction.

3.3. Caractérisation thermique

Les granulats carbonatés sont plus légers et poreux que les granulats ordinaires ce qui nous incite à penser une amélioration de la performance thermique des bétons [19]. A ces fins, l'évaluation de la conductivité thermique constitue une première approche de la performance thermique de ces matériaux [11]. Pour mesurer la conductivité thermique des granulats, la méthode de la plaque chaude gardée en régime permanent [12] est utilisée sur des échantillons $25 \times 25 \times 6$ cm. L'échantillon de granulats à étudier est placé entre deux plaques échangeuses, reliées à un bain thermostaté. Le contact thermique est assuré par l'application d'un champ de compression de 400 N. Cette compression permet de limiter la résistance thermique potentiellement induite par présence de lames d'air à l'interface entre l'échantillon et les plaques échangeuses. Un isolant est placé tout autour de l'échantillon afin d'éviter les pertes latérales du flux de chaleur. Dans un premier temps, les deux plaques échangeuses sont réglées à une température constante homogène jusqu'à la stabilité du flux de chaleur. Puis, la plaque supérieure va générer une sollicitation en température ; l'unidirectionnalité du flux de chaleur est assurée par l'anneau de garde. L'exploitation de la densité du flux de chaleur en régime établi permet de déterminer la conductivité thermique de l'échantillon.

$$\phi = -\lambda S \frac{\partial T}{\partial x} = \lambda \frac{\Delta T S}{e}$$

$$\lambda = \frac{\phi e}{S \Delta T} = \frac{\phi e}{S(T_c - T_f)}$$

Avec :

- ϕ : Flux traversant l'échantillon (W)
- e : épaisseur de l'échantillon (m)
- T_c et T_f sont respectivement les températures de la plaque chaude et la plaque froide (K)
- S : surface d'échange (m^2)

Des thermocouples et fluxmètres sont installés sur les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette pour mesurer les champs de température et densité de flux ; le contact thermique est assuré par pate thermique.

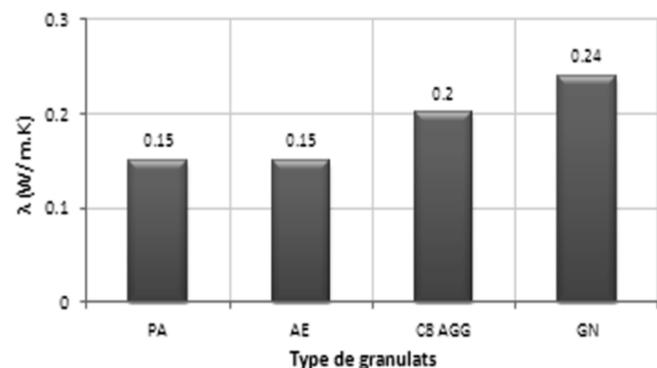


Figure 14. Conductivité thermique à 10°C des granulats secs.



Les résultats présentés en figure 14 montrent de bonnes performances thermiques pour le granulat PA avec une conductivité thermique de 0,15W/m.K, similaire à celle du granulat léger de référence AE. Le granulat C8 AGG présente de meilleures propriétés thermiques que le granulat GN [11].

4. FORMULATION DES BÉTONS

Les constituants d'un béton léger sont les mêmes que ceux d'un béton traditionnel. Cependant dans le cas des bétons légers, l'absorption d'eau des granulats légers doit faire l'objet d'une attention particulière. À l'étape du malaxage, lorsqu'une certaine quantité d'eau est ajoutée, la quantité disponible pour hydrater le ciment et permettre sa réaction dépend de la quantité d'eau absorbée par les granulats légers [13] (figure 15). Cette quantité d'eau peut être très importante car elle est dépendante de la porosité des granulats. Cette particularité confère à chaque béton léger un caractère unique. En pratique, la littérature semble s'accorder sur le point suivant : dans le cas où les granulats légers sont humidifiés avant d'être utilisés pour la fabrication des bétons, des distinctions doivent être effectuées dans

la description des quantités d'eau en jeu. En effet, deux quantités d'eau sont à prendre en compte : d'une part, l'eau absorbée ou eau interne qui n'est pas considérée dans l'eau de gâchage, d'autre part l'eau adsorbée à la surface des granulats légers ou eau superficielle qui, elle, fait partie de l'eau de gâchage [14] car elle peut être relarguée par le granulat. Les différentes méthodes servant à déterminer la composition des bétons traditionnels peuvent être utilisées dans le cas des bétons légers sous réserve de quelques corrections expérimentales pour ajuster certaines caractéristiques (consistance, compacité, densité ou résistance) aux valeurs souhaitées.

Le ciment utilisé pour nos formulations est un ciment multi usages de type CEMII/B M (L-S) 32,5 R CE NF fabriqué par le groupe HOLCIM France. Le sable de cette étude est un sable siliceux roulé de classe granulaire 0/5 mm ayant un module de finesse de 2,23 et sa masse volumique réelle est de 2500 kg/m³. La composition des bétons de l'étude est présentée au tableau 2 suivant :

Les propriétés à l'état frais des bétons sont présentées sur le tableau 3, la consistance de tous les bétons est de classe plastique. Les bétons de granulats PA et BAK ont une masse volumique inférieure à 2000 kg/m³, les classant ainsi comme bétons légers.

Tableau 2. Formulation des bétons étudiés.

Béton	C8 AGG	PA	BAk	AE	GN
Ciment	350	350	350	350	350
Granulat	992	869	1069	658	1121
Sable	629	629	611	611	704
Eau efficace	247	175	378	273	175
Total (kg/m ³)	2146	2024	2205	1794	2350

Tableau 3. Propriétés des bétons à l'état frais.

Béton	C8 AGG	PA	BAk	AE	GN
Affaissement (mm)	110	65	80	60	90
Classe	S3	S2	S2	S2	S2
Masse volumique du béton (kg/m ³)	2040	1885	2000	1560	2260

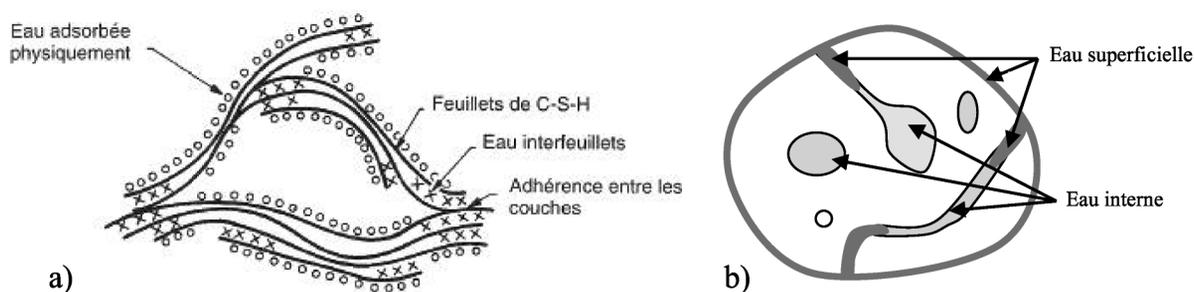




Figure 16. Confection des bétons.



Figure 17. Essai de compression uniaxiale.

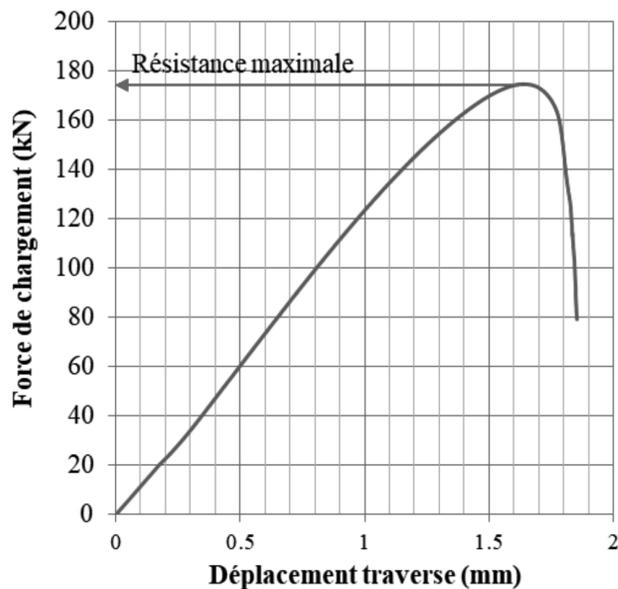


Figure 18. Courbe représentant l'évolution de la force en fonction du déplacement de la traverse pour une sollicitation en compression uniaxiale d'un béton à base de granulats C8 AGG.

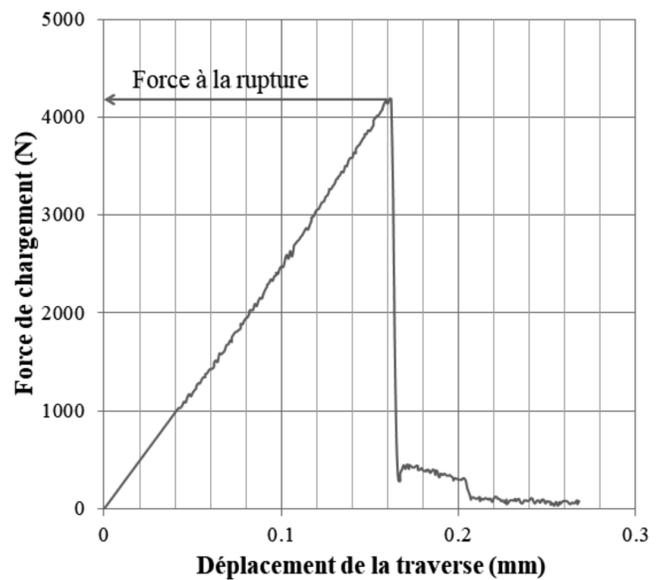


Figure 19. Courbe force-déplacement en flexion d'un béton à base de granulats C8 AGG.

5. CARACTÉRISATION DES BÉTONS

5.1. Caractérisation mécanique

Après avoir caractérisé les éco-granulats et formulé des bétons à base de ceux-ci, nous procédons à la caractérisation de ces bétons afin de déterminer leurs propriétés mécaniques et thermiques. Les

propriétés mécaniques des bétons ont été étudiées à l'aide d'essais de compression sur des éprouvettes cylindriques 11x22cm selon la norme NF EN 12390-3 [16] et par des essais de flexion trois points sur des éprouvettes de 7x7x28 cm selon la norme NF EN 12390-5 [16]. Les essais ont été réalisés sur une presse électromécanique de capacité nominale 250 kN de chez Shimadzu à l'exception du béton ordinaire où une presse hydraulique de capacité nominale de 2600 kN de chez Trebel est utilisée. Les



essais sont pilotés en déplacement afin d'exploiter le comportement post-pic.

Les résultats obtenus sont sous la forme d'une courbe représentant l'évolution de la charge appliquée en fonction du déplacement de la traverse. La résistance en compression s'exprimant en MPa se calcule à partir de l'équation suivante :

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

Avec :

- F : Charge maximale (N)
- A_c : l'aire de la section de l'éprouvette soumise à l'essai de compression (mm²)

Par ailleurs, l'interprétation des résultats permet également de déterminer le module d'élasticité tangentiel initial de l'échantillon, en prenant en considération la complaisance de la machine d'essai afin d'estimer le raccourcissement ΔL de l'éprouvette (norme NF EN ISO 604) :

$$\Delta L = v - C_M \times F$$

Avec :

- v : le déplacement de la traverse (mm)
- C_M : la complaisance de la machine d'essai (mm/N)

Les complaisances des presses utilisées sont de 7.0 10⁻⁶ mm/N et 5.2 10⁻⁶ mm/N pour les matériels de chez Shimadzu et Trebel, respectivement.

La résistance à la flexion trois points est donnée par l'équation suivante :

$$f_{cf} = \frac{3 F L}{2 d_1 \cdot d_2^2}$$

Avec :

- F : charge maximale (N)
- L : écartement entre les rouleaux d'appui (mm)
- d₁ et d₂ : dimensions latérales de l'éprouvette (mm)

Les résultats des essais de flexion et de compression à 28 jours des bétons confectionnés sont présentés dans la Figure 20.

Les bétons à base d'éco-granulats ont des résistances à la flexion et à la compression inférieures à celles des bétons de granulats AE et GN. La comparaison des deux méthodes de confection Dreux-Gorisse et Baron-Olivier avec le granulat PA met en évidence une résistance à la compression plus importante des bétons de granulats PA réalisés selon la méthode de Dreux-Gorisse. Les bétons légers ont une résistance moyenne en compression à 28 jours de l'ordre de 18 MPa. Seul le béton élaboré à partir de cendres de biomasse BAK a une résistance mécanique inférieure. De manière générale, tous les bétons respectent la norme NF EN 206-01 [17] et les bétons à base de C8 AGG et PA vérifient la résistance minimale recommandée par l'ACI qui est 17 MPa à 28 jours [18]. Les bétons à base d'éco-granulats montrent donc des propriétés mécaniques intéressantes.

Le module d'élasticité tangentiel initial du béton ordinaire est de 36.7 GPa, conformément à la littérature. Les bétons de granulats carbonatés présentent des modules d'élasticité tangentiel initial plus faibles, de 20 à 33 GPa pour l'intégralité des bétons et des formulations. Le béton de granulat de papier montre les résultats les plus faibles (voir tableau 4 suivant).

Tableau 4. Modules d'élasticité tangentiels des bétons étudiés.

Type de Béton	Module d'élasticité tangentiel initial (GPa)
GN	36.7
BAk	26.0
C8 AGG	28.8
PA DREUX	20.0
PA BARON	26.2
AE	33.1

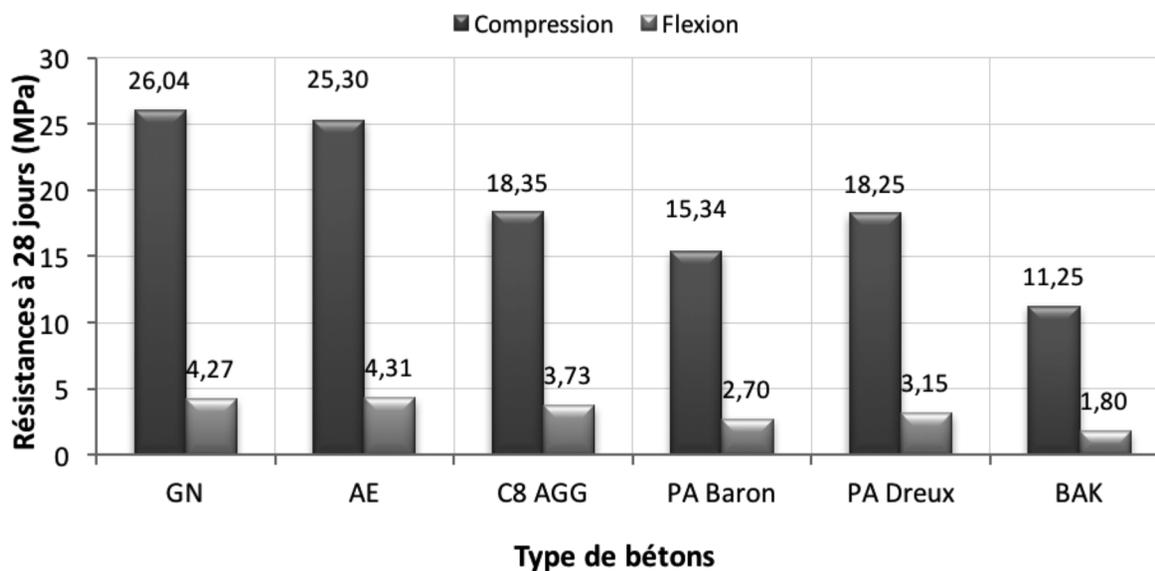


Figure 20. Résistance mécanique des bétons.

Tableau 5. Propriétés thermiques des bétons à 20°C.

Granulat employé	C8 AGG	BAk	PA	AE	GN
Conductivité thermique λ (W/m.K)	0.85	0.73	0.75	0.72	1.23
Chaleur massique C_p (J/kg.K)	756	647	828	739	815
Effusivité thermique E (J/m ² k s ^{1/2})	1134	1018	1133	910	1449
Diffusivité thermique α (10 ⁻⁶ m ² /s)	0.59	0.68	0.53	0.63	0.72

5.2. Caractérisation thermique

Pour déterminer les performances thermiques d'une paroi, il est nécessaire de connaître la conductivité thermique et la chaleur spécifique des matériaux le constituant. La méthode de la plaque chaude gardée en régime permanent [12] a été utilisée pour mesurer la conductivité thermique.

Le béton à base de granulats BAk a un bon pouvoir isolant, avec une conductivité de 0.73 W/m.K proche à celle du béton à base d'argile expansée AE (tableau 5). La méthode fluxmétrique [12] a été utilisée pour mesurer la chaleur spécifique massique. Les bétons à base de granulats carbonatés ont une chaleur massique de l'ordre de 700 à 800 J/kg.K, du même ordre de grandeur que le béton à base d'argile expansée. Les diffusivités thermiques des bétons à base de granulats carbonatés ont une valeur de 0.6×10^{-6} m²/s inférieure à celle d'un béton ordinaire GN ce qui indique une prédisposition de ce béton à retarder le transfert de chaleur. Cette première étude thermique semble indiquer une bonne inertie thermique des éco-bétons, comparativement à un béton traditionnel.

Cette première approche permet de conclure que les performances thermiques des bétons de granulats carbonatés sont très proches de celles du béton léger de granulats d'argile expansée. Cette étude thermique semble indiquer une bonne inertie thermique des éco-bétons, comparativement à un béton traditionnel. Les propriétés mécaniques sont suffisantes pour la réalisation de blocs de construction et la valorisation des cendres d'incinérateur dans la composition de béton semble être une piste fort

encourageante permettant d'allier performance thermique et résistance mécanique.

6. CONCLUSION

Ce travail a permis d'évaluer les principales caractéristiques de granulats à bilan carbone négatif, obtenus à partir d'une technologie de carbonatation accélérée développée par l'Université de Greenwich (Kent, Royaume Uni) et l'entreprise Carbon8 System. Dans un premier temps, les propriétés des granulats carbonatés sont évaluées afin de confirmer la possibilité de valoriser ces éco-matériaux dans la fabrication de béton. Ces granulats présentent une masse volumique relativement faible, les classant dans la catégorie des granulats légers. Cet allègement de masse est engendré par la forte porosité des ces granulats, laissant supposer une importante capacité d'emprisonnement de l'eau destinée à l'hydratation du ciment. Par ailleurs, la distribution granulométrique est semblable à un gravillon naturel et la résistance mécanique est suffisante pour la confection de béton. Enfin, la mesure de la conductivité thermique des granulats est intéressante et conduirait à une amélioration des performances thermiques des bétons.

À l'aune des résultats de cette première étape, différentes méthodes de formulation de béton ont été étudiées et, en raison de la forte absorption en eau et des performances thermiques des granulats, la méthode de Dreux-Gorisse a été retenue, prouvant ainsi la possibilité de remplacer tout ou partie des granulats nobles lors de la confection de béton. Les échantillons réalisés ont été soumis à une méthodologie de caractérisation mécanique et thermique. Les résultats obtenus prouvent que ces bétons de granulats carbonatés sont légers, résistants à la compression et présentent une inertie thermique non négligeable avec notamment, une conductivité thermique réduite de 40% comparée au béton courant.

Cette étude montre l'intérêt de développer le process de carbonatation accélérée afin de i) valoriser les déchets d'incinérateur et limiter leurs transferts vers les centres d'enfouissement, ii) recycler le dioxyde de carbone par emprisonnement permanent dans des granulats et iii) préserver les ressources naturelles en limitant l'utilisation de granulats naturels. Cependant, ce travail demande à être poursuivi et approfondi dans le but d'optimiser la formulation des bétons (quantité d'eau efficace, quantité de matrice nécessaire, dosage en ciment...). Les performances des bétons doivent être adaptées au marché ciblé (résistance mécanique vs performance thermique par exemple) et, à

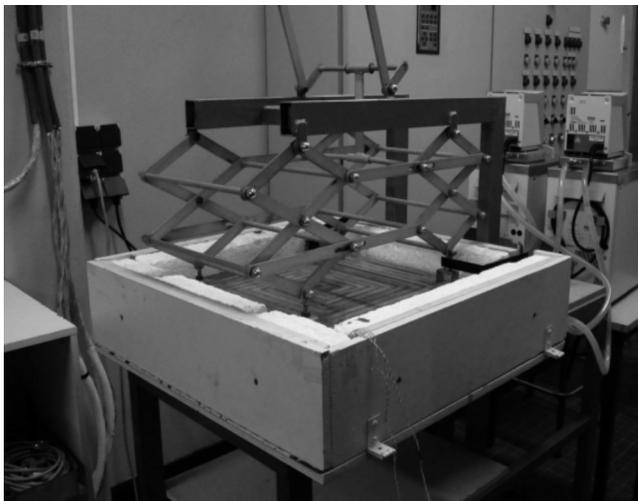


Figure 21. Méthode fluxmétrique.

ce titre, nous souhaitons développer une méthodologie de formulation basée sur les caractéristiques fondamentales des granulats carbonatés.

REMERCIEMENTS

Le projet SAPICO2 a été sélectionné dans le cadre du programme européen de coopération transfrontalière INTERREG IV A France (Manche) - Angleterre, cofinancé par le FEDER.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] « Indicateurs de développement durable en Champagne-Ardenne : La production des granulats », *Insee dossier n°34*, p. 21/22, Octobre 2011.
- [2] M. Behera, S. Bhattacharyya, A. Minocha, R. Deoliya and S. Maiti, *Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete - A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review*, Construction and Building Materials, 2014.
- [3] C. Hills and P. Carey, *Production of secondary aggregates*, US20090104349 A1, 2009.
- [4] <https://www.u-picardie.fr/lti/theme-mee/mee-projets/sapico/sapico2-main-actions-envisaged/sapico2%20trial-production> (en ligne)
- [5] P. Gunning, C. Hills and P. Carey, *Production of lightweight aggregate from industrial waste and carbon dioxide*. *Waste Management* 2009; 29:2722–8.
- [6] A. Antemir, C. Hills, P. Carey and P. Gunning, *Secondary aggregate from waste treated with carbon dioxide*. *Proc ICE-Construction Materials* 2011; 164:231–9.
- [7] *AFNOR NF EN 933-1 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats*, 1997.
- [8] *AFNOR NF 1097-3 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 3 : méthode pour la détermination de la masse volumique en vrac et de la porosité inter granulaire*, 2004.
- [9] *AFNOR NF EN 1097-6: Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau*, 2014.
- [10] *AFNOR NF EN 13055-1 : Granulats légers pour béton et mortier*, 2002.
- [11] A. Bourdot, G. Promis, AD. Tran Le, O. Douzane, A. Benazzouk, F. Rosquoët and T. Langlet, *Hygrothermal properties of blocks based on eco-aggregates: Experimental and numerical study*, Construction and building materials, 2013, 279:289-125
- [12] *AFNOR, NF EN 12664: Performance thermique des matériaux et produits pour le bâtiment, Détermination de la résistance thermique par la méthode de la plaque chaude gardée et la méthode fluxmétrique-Produits secs et humides de moyenne et basse résistance thermique*, 2001.
- [13] V. M. Arnould M., *Granulats et bétons légers*, Presse de l'ENPC, 1986.
- [14] T. Holm and J. Ries, *High-performance structural lightweight concrete*, American concrete institute, 2004, p. 202.
- [15] <http://doc.lerm.fr/leau-pate-ciment-hydrate/> (en ligne)
- [16] *AFNOR NF EN 12390: Essais pour béton durci*, 2000.
- [17] *AFNOR NF EN 206-1 : Béton - Spécification, performance, production et conformité*, 2004.
- [18] *Guide for structural lightweight-aggregate concrete reported by ACI comittee 213*, American concrete institute, 2003.,



ANALYSE DU COMPORTEMENT ÉLASTIQUE ENDOMMAGEABLE D'ÉLÉMENTS FLÉCHIS EN BÉTON

ANALYSIS OF DAMAGING ELASTIC BEHAVIOR OF CONCRETE BENDING ELEMENTS

Marwa LOUKIL⁽¹⁾, Wiem BEN HASSINE⁽²⁾, Oualid LIMAM⁽³⁾
École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil,
Université de Tunis El Manar, Tunisie.

⁽¹⁾ marwa.loukil@yahoo.fr

⁽²⁾ wiem.benhassine@gmail.com

⁽³⁾ oualid.limam@enit.rnu.tn

1. INTRODUCTION

Le béton a un comportement mécanique complexe, difficile à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Cette complexité est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles et d'une matrice cimentaire. Les comportements mécaniques, les modèles constitutifs du béton sont l'objet de nombreuses recherches depuis le début du XX^e siècle dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de dégradation de ce matériau. On s'intéresse dans cette recherche aux modèles d'endommagement qui sont développés pour modéliser l'évolution des propriétés d'un matériau entre son état sain et son état endommagé. Le premier modèle d'endommagement qui a été proposé par Kachanov (1958) [1] était un modèle isotrope relatif à l'étude de fluage des métaux. Ensuite, ce modèle s'est étendu non seulement aux structures métalliques mais aussi bien aux structures en béton et en béton armé grâce aux travaux de J-Lemaitre [2], J-L. Chaboche (1978). En 1984, J. Mazars [3] a proposé un modèle de comportement du béton pour quantifier le dommage du matériau et évoluer la réduction de rigidité des éléments de structures. Ce modèle a été choisi comme

le modèle de référence pour le développement de cette étude. Dans ce travail, le modèle d'endommagement de Mazars est présenté pour développer en suite des solutions analytiques du comportement élastique-endommageable des poutres soumises à des efforts de flexion. Ces solutions seront confrontées à une modélisation à l'aide de la méthode des éléments finis sur le logiciel Cast3M.

2. RAPPEL SUR LE MODÈLE D'ENDOMMAGEMENT DE MAZARS

2.1. Modèle d'endommagement local

Le modèle de comportement de Mazars (1984) est un modèle largement utilisé, réputé robuste, basé sur la mécanique de l'endommagement, qui permet de décrire la diminution de la rigidité du matériau sous l'effet de la création des microfissures dans le béton. Ce modèle s'appuie sur une seule variable interne scalaire D , décrivant l'endommagement de façon isotrope. Cette variable prend une valeur comprise entre 0 (béton





sain) et 1 (béton rompu). La relation contrainte-déformation s'exprime alors de façon générale :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad (1)$$

Où σ_{ij} et ε_{kl} sont respectivement les composantes des tenseurs des contraintes et des déformations, ($i, j, k, l \in [1, 3]$) ainsi que C_{ijkl} sont les composantes du tenseur de rigidité élastique et D la variable d'endommagement scalaire. L'évolution de l'endommagement scalaire est pilotée par la déformation équivalente ε_{eq} (2) qui traduit l'intensité des déformations locales et définie à partir d'une fonction seuil (3) :

$$\varepsilon_{\text{eq}} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (2)$$

Avec : $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0$ si $\varepsilon_i < 0$

$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i$ si $\varepsilon_i \geq 0$

ε_i représente la déformation principale dans la direction i .

$$f(\varepsilon_{\text{eq}}, D) = \varepsilon_{\text{eq}} - k(D) \quad (3)$$

Avec :

- $k(D)$ est un paramètre contenant l'histoire de chargement.
- $k(D = 0) = \varepsilon_{d_0}$ est le seuil initial d'endommagement, en général ε_{d_0} est compris entre $0.5 \cdot 10^{-4}$ et $1.5 \cdot 10^{-4}$.

Pour représenter le comportement dissymétrique du béton, Mazars a proposé deux modes d'endommagement D_t en traction et D_c en compression. Cette combinaison linéaire donne l'endommagement global isotrope comme suit :

$$D = \alpha_t D_t + \alpha_c D_c \quad (4)$$

Où α_t et α_c sont deux coefficients tels que $\alpha_t = 1$ et $\alpha_c = 0$ en traction pure et $\alpha_t = 0$ et $\alpha_c = 1$ en compression pure. Ces deux lois d'évolution en chargement de compression et de traction font intervenir quatre paramètres qui sont respectivement A_c, B_c, A_t et B_t .

Cependant, l'utilisation de cette loi d'évolution lors des simulations numériques par éléments finis induit un grand nombre de problèmes notamment une forte dépendance de maillage ainsi un problème de la localisation des déformations qui est dû au caractère adoucissant des matériaux quasi-fragiles.

Plusieurs techniques de régularisation ont été adaptées afin de résoudre ces problèmes notamment les modèles d'endommagement non locaux.

2.2. Modèle d'endommagement non local

Depuis 1987, le modèle de Mazars a été modifié par Pijaudier Cabot et Bazant [4]. Cette approche non locale considère la valeur effective d'une variable en un point x comme la moyenne pondérée de cette même variable calculée sur un voisinage du point. Par la suite, l'endommagement scalaire est contrôlé par la moyenne pondérée $\bar{\varepsilon}$ des déformations équivalentes ε_{eq} locales sur un volume Ω tel que :

$$\bar{\varepsilon}(x) = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \psi(x-s) \varepsilon_{\text{eq}}(s) ds \quad (5)$$

Avec :

- $V_r(x) = \int \psi(x-s) ds$ est le volume représentatif au point x .
- $\psi(x-s)$ est une fonction de pondération (Gaussienne) choisie arbitrairement tel que :

$$\psi(x-s) = \exp\left(\frac{-4\|x-s\|}{l_c^2}\right) \quad (6)$$

- l_c est un nouveau paramètre du modèle d'endommagement non local appelé la longueur interne ou bien longueur caractéristique pour prendre en compte la localisation des phénomènes de fissuration.

3. MODÉLISATION PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

3.1. Modèle de comportement et caractéristiques du matériau

La loi élastique endommageable de Mazars dans sa version non locale est implémentée dans le code des éléments finis Cast3M. Ce dernier a été développé au Département de Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) [5]. Dans cette partie, il s'agit de modéliser une éprouvette rectangulaire en béton sur deux appuis soumise à un essai de flexion 3 points. Le prisme considéré a une longueur de 280 mm et une largeur de 70 mm avec une hauteur de 70 mm. Les éléments utilisés sont des éléments carrés à 4 nœuds de type QUA4 de taille 4 x 4 mm. On a généré un maillage uniforme qui compte au total 1 260 nœuds tel que montré sur la figure 1. Les calculs ont été réalisés en mode contraintes planes et le modèle utilisé est celui de l'endommagement non local

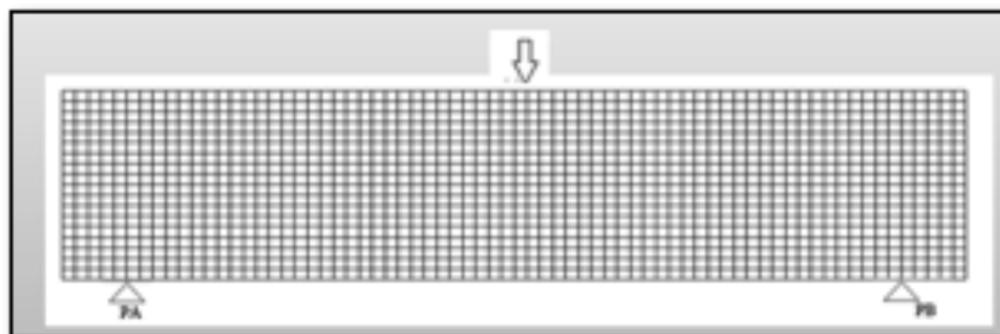


Figure 1. Géométrie et maillage du prisme.





Tableau 1. Caractéristiques du béton utilisé pour la simulation numérique.

E (MPa)	ν	ϵ_{d0}	A_t	B_t	A_c	B_c	l_c (mm)
35400	0,2	$1 \cdot 10^{-4}$	0,95	10000	1,2	1500	20

de Mazars. Dans ce modèle interviennent huit paramètres, à savoir : le module d'élasticité E , le coefficient de Poisson ν , le seuil d'endommagement initial ϵ_{d0} , et les paramètres en traction (A_t, B_t) et en compression (A_c, B_c) et la longueur caractéristique l_c . Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 1 ci-dessus :

3.2. Conditions aux limites et chargement

Déplacement bloqué du premier appui articulé en PA : $U_x = U_y = 0$ (figure 1)

Déplacement bloqué du deuxième appui simple en PB : $U_y = 0$ (figure 1)

Déplacement vertical imposé selon U_y en point d'application de la force PC (figure 1)

3.3. Résultats de la simulation numérique

Le code Cast3M dans sa logique de produire des résultats utilise le calcul non linéaire appelé « PASAPAS » qui a été utilisé pour cette simulation. La variation du chargement vertical au milieu de la poutre en fonction du déplacement imposé est donnée sur la figure 2. Sur cette figure, on distingue trois phases :

- Une phase (O-A) : comportement linéaire croissant dans laquelle le déplacement augmente avec l'intensité de la force jusqu'à atteindre un déplacement de **0.0175mm** qui correspond à une force égale à **2.58kN** (au point A).
- Une phase (A-B) : L'endommagement apparaît puis se propage de manière non localisé. Cette phase a un comportement non linéaire croissant (pré-pic).
- Une phase (B-C) : comportement adoucissant, décroissant et caractérisée par la concentration d'une zone endommagée.

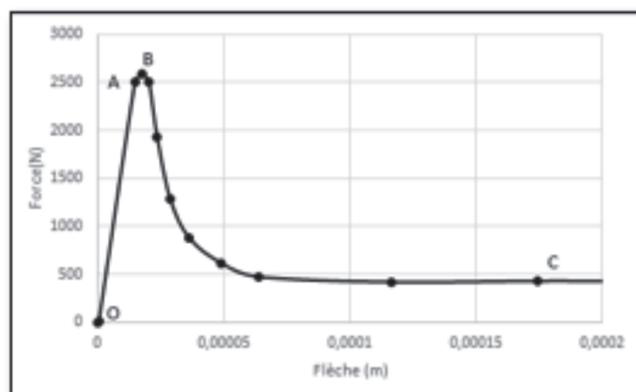


Figure 2. Courbe force-déplacement.

4. MODÈLE DE CALCUL ANALYTIQUE

On s'intéresse dans cette partie au développement d'un modèle analytique du comportement structural d'une poutre en flexion en béton. La prédiction du comportement d'une poutre en béton armé ou fibré en flexion est déterminée, dans le cadre de la théorie générale des poutres ainsi que les principes de base de la résistance des matériaux. En effet, la réponse d'éléments fléchis peut être prédite à l'aide des lois de comportement, en se basant sur les conditions d'équilibre et de compatibilité, et en adoptant l'hypothèse de Navier-Bernoulli. La loi de comportement en traction selon le modèle d'endommagement de Mazars est donnée par :

$$\sigma = E [1 - D_t(\epsilon)]\epsilon \quad (7)$$

Où :

- E est le module d'Young
- D_t représente la variable interne scalaire décrivant l'évolution de l'endommagement en traction monotone de façon isotrope tel que :

$$D_t = \begin{cases} 0 & 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{d0} \\ 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1-A_t)}{\epsilon} - \frac{A_t}{e^{B_t(\epsilon-\epsilon_{d0})}} & \epsilon \geq \epsilon_{d0} \end{cases} \quad (8)$$

Avec :

- ϵ_{d0} est la déformation correspondante au seuil initial d'endommagement
- A_t et B_t sont les paramètres de l'endommagement du modèle de Mazars qui permettent de moduler la forme de la courbe en post-pic.

Partant d'une section transversale de la poutre, en adoptant des déformations linéaires, il est aisé de représenter les contraintes en fonction du positionnement du seuil d'endommagement comme le montre la figure 4.

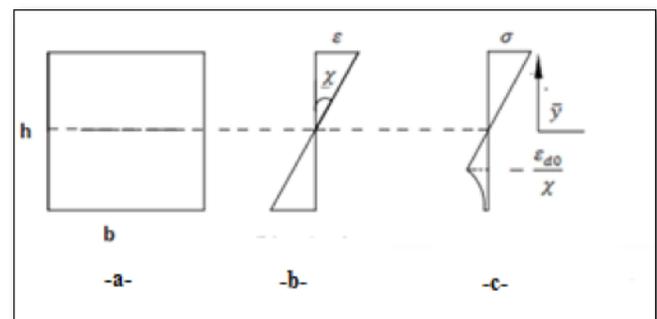


Figure 4. -a- section étudiée -b- répartition des déformations -c- répartition des contraintes





Dans la suite, on note χ est la courbure et \bar{y} est la profondeur de l'axe neutre qui est la distance des fibres extrêmes en compression et le point de déformation nulle. Ainsi, le champ de déformation s'écrit $\varepsilon = \chi y$.

En flexion pure, les efforts intérieurs s'écrivent :

$$N = \iint \sigma ds = b \int_0^{\bar{y}} E \cdot \chi \cdot y dy + \int_{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}}^0 E \cdot \chi \cdot y dy + \int_{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}}^{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}} [1 - D_t(y)] E \cdot \chi \cdot y dy = 0 \quad (9)$$

$$M = \iint \sigma y ds = b \int_0^{\bar{y}} E \cdot \chi \cdot y^2 dy + \int_{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}}^0 E \cdot \chi \cdot y^2 dy + \int_{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}}^{-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi}} [1 - D_t(y)] E \cdot \chi \cdot y^2 dy \quad (10)$$

La solution du problème posé revient donc à déterminer les inconnus \bar{y} et χ du système d'équation constitué par les équations (6) et (7) obtenues après intégration des équations (9) et (10):

$$\sqrt{N = \frac{1}{2} \bar{y}^2 - \frac{\varepsilon_{d0}^2}{2\chi^2} - \frac{\varepsilon_{d0}(1-A_t)}{\chi} \left[-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi} + (h - \bar{y}) \right] + \frac{A_t e^{B_t \varepsilon_{d0}}}{B_t \chi} \left[\left(-\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi} - \frac{1}{B_t \chi} \right) e^{-\varepsilon_{d0} B_t} + ((h - \bar{y}) + \frac{1}{B_t \chi}) e^{-B_t \chi (h - \bar{y})} \right]} = 0 \quad (11)$$

$$\sqrt{\frac{M}{bE\chi} = \frac{1}{3} \left[\bar{y}^3 + \left(\frac{\varepsilon_{d0}}{\chi} \right)^3 \right] - \frac{1}{2} \frac{\varepsilon_{d0}}{\chi} (1 - A_t) \left[\frac{\varepsilon_{d0}^2}{\chi^2} - (h - \bar{y})^2 \right] + \frac{A_t e^{B_t \varepsilon_{d0}}}{B_t \chi^3} \left[e^{-B_t \varepsilon_{d0}} (B_t^2 \varepsilon_{d0}^2 + 2B_t \varepsilon_{d0} + 2) - e^{B_t \chi (h - \bar{y})} (B_t^2 \chi^2 (\bar{y} - h)^2 - 2B_t \chi (\bar{y} - h) + 2) \right]} = 0 \quad (12)$$

Le système est résolu numériquement par une procédure incrémentale et itérative. La procédure est appliquée à partir de la valeur limite de la courbure élastique $\chi_e = \frac{2\varepsilon_{d0}}{h}$. A chaque incrément $\chi = \chi_e + \Delta\chi$, on cherche la profondeur de l'axe neutre \bar{y} qui permet d'annuler l'effort normal et on en déduit le moment fléchissant $M(\chi)$.

Les résultats de ce calcul analytique sont représentés sur la figure 5 pour les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle numérique.

5. COMPARAISON DES RÉSULTATS

L'objet de cette poutre est de déduire à partir du modèle analytique et de la courbe (figure 5) la relation force-flèche afin de pouvoir comparer ces résultats aux résultats de la modélisation numérique. Le calcul des flèches à partir de la courbe ($M-\chi$) peut être réalisé facilement si les matériaux ont un comportement

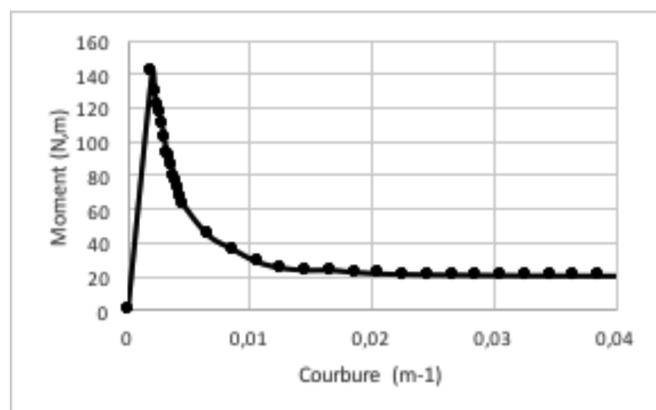


Figure 5. Courbe moment-courbure ($M-\chi$).

élastique linéaire. Toutefois, le comportement non-linéaire du béton provoque des difficultés de calcul.

Dans la partie élastique, l'équation qui régit la déformation de la poutre s'écrit :

$$y''(x) = \frac{M(x)}{EI} = \frac{F \cdot x}{2} \times \frac{1}{EI} \quad (13)$$

Après une double intégration de l'équation (13), on obtient la flèche y à mi portée tel que :

$$y\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{L^2}{12} y''\left(\frac{L}{2}\right) \quad (14)$$

Ainsi que le moment fléchissant qui ne dépend pas de la loi du comportement s'écrit :

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{FL}{4} \quad (15)$$

Concernant la partie post-pic et vu la complexité de l'expression moment en fonction de la courbure (équation 7), on ne peut pas déterminer la flèche par double intégration de la courbure. Pour faciliter les calculs, un modèle simplifié de la poutre après endommagement sera adopté [6]. Elle sera considérée comme est une poutre isotatique avec un seul degré de liberté et une rigidité représentée par un ressort spiral dont le comportement est endommageable (figure 6-b).

Ainsi, en posant $\theta = 2\alpha$ la discontinuité de la rotation et en s'inspirant de la littérature [6, 7] la courbure peut s'écrire $y'' = \frac{2\alpha}{a}$ avec $a = \frac{L}{2}$.

Par la suite, la relation entre la flèche et la courbure s'écrit :

$$y = \frac{L^2}{8} y'' \quad (16)$$

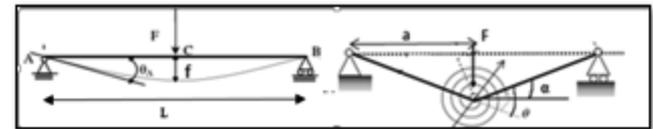


Figure 6. -a-Allure de la flèche en élasticité
-b-modèle analogique endommagé

La figure 7 présente la superposition du modèle numérique ainsi que le modèle analytique. On constate que les deux modèles ont la même allure mais on remarque que le modèle analytique s'endommage plus vite et arrive à un palier horizontal qui tend à s'annuler. Cependant, ce petit décalage peut être expliqué par la présence du phénomène du poinçonnement situé dans la zone d'application de la force à mi-travée de la poutre.

6. CONCLUSIONS

Cette étude a permis de modéliser numériquement une poutre en béton soumise à une flexion trois points en se basant sur le modèle élastique endommageable de Mazars implémenté dans le code éléments finis Cast3M. Par ailleurs, un modèle analytique, basé sur la théorie des poutres, a été établi pour décrire le comportement élastique endommageable du béton. Une extension du modèle analytique pourra être développée dans le futur pour tenir compte des phénomènes de poinçonnement, de localisation des déformations aussi bien de l'effet de la température sur le comportement mécanique du béton.



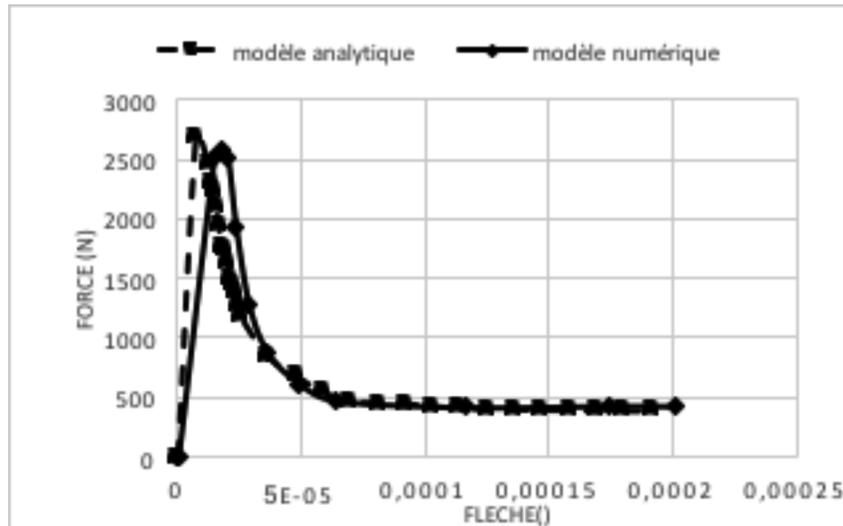


Figure 7. Comparaison des deux modèles analytique et numérique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Kachanov, L. M., Time of the rupture process under creep conditions. *Isv. Akad. Nauk. SSR. OtdTekh. Nauk*, 8, 26-31, 1958.
- [2] Jean lemaître A, Continuous Damage Mechanics Model for Ductile Fracture, *Journal of Engineering Materials and Technology*, Janvier 1985.
- [3] Marina Bottoni, Code_Aster. Modèle d'endommagement de MAZARS, 2012.
- [4] Pijaudier-Cabot, G., and Bazant, Z. P., "Non local Damage Theory," Report No. 86-8/428n, Center for Concrete and Geomaterials, Northwestern University, Evanston, IL, August, 1986
- [5] Site internet consulté en juin 2016 à l'adresse <http://www-cast3m.cea.fr/index.php>.
- [6] N. Challamel, Creep failure of a simply supported beam through a uniaxial continuum damage mechanics model, 2005.
- [7] N. Challamel, Analytical length scale calibration of non-local continuum from a microstructures buckling model, 2014.





JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

DURABILITÉ DES BÉTONS AUTOPLAÇANTS À BASE DE DÉCHETS DE MARBRE ET DE CARRELAGE EXPOSÉS À L'ATTAQUE DU SULFATE

DURABILITY OF SELF-COMPACTING CONCRETE MADE WITH MARBLE AND TILE WASTES AND EXPOSED TO SULFATE ATTACK

Mohsen TENNICH^(1,2), Mongi BEN OUEZDOU⁽¹⁾, Abderrazek KALLEL^(1,3)

⁽¹⁾ Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis,
Laboratoire Génie Civil, LR03ES05, BP 37, 1002 Tunis, Tunisie

⁽²⁾ Direction Générale des Etudes Technologiques,
Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Radès, BP 172, 2098 Radès Médina, Tunisie

⁽³⁾ Salman bin Abdulaziz University, College of Engineering,
Civil Engineering Department, BP 655, 11942, Al-Kharj, KSA

E-mails : mohsentennich@yahoo.fr
mongi.benouezdou@gmail.com
a.kallel@hotmail.com

1. INTRODUCTION

L'utilisation du béton autoplaçant (BAP) est recommandée pour les travaux des grands projets (bâtiments, ponts...) où on peut avoir de ferrailage dense et des coffrages des formes complexes. Les structures de ces projets nécessitent des performances mécaniques élevées et une durabilité de leur béton utilisé.

L'étude de l'incorporation des déchets industriels tunisiens (D1: Déchets de marbre, D2: Déchets de carrelage de marbre et D3:

Déchets de tuiles de gravier) dans le BAP a été publiée dans un précédent article [1]. Ceci a été consacrée à l'évaluation de l'effet de ces déchets industriels à travers une bonne formulation pour assurer des comportements rhéologiques à l'état frais qui répondent aux exigences de l'EFNARC [2] et d'obtenir des performances mécaniques suffisantes à l'état durci.

Pour compléter cette évaluation, nous devons également considérer la durabilité à long terme de ces bétons comme l'exposition à l'attaque de sulfate externe, qui est l'une des agressions les plus



sévères pour les bétons. En effet, cette attaque présente un effet chimique sur le béton et a des impacts négatifs sur sa durabilité. Dans ce contexte, la présente étude a été initiée pour une meilleure compréhension de la durabilité des bétons autoplaçants à base des déchets de marbre et de carrelages (BAPDs) à travers une comparaison des résultats obtenus aux ceux d'un béton autoplaçant témoin (BAPT) et d'un béton ordinaire vibré (BOV). Depuis la moitié du XIX^e siècle, Vicat [3] a étudié la détérioration chimique du BOV causée par la présence d'ions sulfate dans l'eau de mer. Il a montré que les sels de magnésium $MgCl_2$ et $MgSO_4$ sont les plus agressifs pour le béton. De nombreuses autres études ont été faites sur la durabilité des BOV. Pour le BAP qui diffère du BOV par l'ajout de certains types des additions afin d'augmenter le volume de sa pâte pour assurer sa fluidité à l'état frais, il ya plusieurs études sur la durabilité de ce béton sous l'effet de l'attaque de sulfate externe. Khelifa [4] a étudié la durabilité du béton exposé à l'attaque du sulfate externe. Les échantillons de BAP ont été immergés dans une solution de Na_2SO_4 et soumis pendant six mois aux différents cycles d'immersion / séchage. L'auteur a observé que la dégradation de l'échantillon par attaque externe au sulfate dépend du type de ciment utilisé et aussi du rapport eau / ciment. Senhadji *et al.* [5] ont étudié l'attaque au sulfate d'échantillons dont le ciment est partiellement substitué par des proportions de filler calcaire entre 10% et 30%. Les résultats des essais ont montré que les échantillons qui présentaient les plus hauts niveaux de filler de calcaire étaient plus sensibles aux attaques de sulfate. Siadet *et al.* [6] ont étudié les effets des additifs minéraux (filler de calcaire, cendre volante et pouzzolane naturelle) sur le comportement du BAP immergé dans une solution de sulfate de sodium. Selon leurs résultats, la pouzzolane naturelle est l'additif le plus bénéfique pour un BAP dans un environnement riche en sulfate de sodium. Deepthy et Mathews [7] ont étudié la durabilité du BAP à base des cendres volantes du BAP comme additif par immersion d'échantillons dans des solutions avec différentes proportions d'ions sulfate et de chlorure. Les résultats expérimentaux montrent que les résistances à la compression des échantillons immergés diminuent avec l'augmentation de

la concentration des solutions de sulfate et de chlorure. De même, il ya perte de poids de ces échantillons et ils sont proportionnels à la durée de l'exposition.

Dans cet article, deux essais de l'attaque de sulfatique externe des bétons, préparés à l'avance, ont été réalisés. Pour le premier essai, les échantillons ont été immergés dans une solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4 concentrée à 5%) à une température de 20 ± 2 ° C tandis que pour le second essai, les échantillons ont été exposés à un environnement pollué de dioxyde de soufre (SO_2) dans une salle de charge des batteries des véhicules. L'évaluation du comportement des bétons à l'attaque de sulfate externe est surveillée en suivant les variations de masse des échantillons et leurs modules d'élasticités dynamiques déterminées par l'essai ultrasonique [8].

2. MATÉRIAUX CONSTITUTIFS

Les principaux matériaux utilisés dans cette recherche sont :

- Un ciment Portland CEM I 42,5 produit par l'usine CAT-Jeloud Jeloud à Tunis selon la norme NT47.30.
- Un gravier concassé fourni de carrière Jebel Ressas avec une dimension nominale maximale de 16 mm et un sable de silice alluvionnaire d'une carrière Borj Hfaiedh d'une taille maximale de 4 mm. Les caractéristiques de ces granulats sont définies dans la norme NT 21.30.
- Les additifs utilisés sont :
 - Le filler de calcaire témoin (T) produit par le groupe « Omya » qui est choisi pour fabriquer le BAPT.
 - Les fillers des déchets industriels fournis par les usines COGEMAC et SICAS-Tunis. Ceux-ci sont classés de trois types (D1: Déchet de marbre, D2: Déchet de carrelage marbré et D3: Déchet de carrelage en gravier). Ces déchets sont plus grossiers que filler de calcaire témoin [1]. Leurs caractéristiques chimiques sont présentées dans le Tableau 1.
- Un superplastifiant, réducteur d'eau polyvalent (SIKA VISCOCRETE TEMPO 12).

Les caractéristiques de ces matériaux sont les mêmes que dans le précédent article [1].

Filler	T Calcaire Témoin	D1 Marbre	D2 Carrelage Marbre	D3 Carrelage Gravier
Composition chimique				
CaO (%)	55.44	49.46	47.09	53.08
Al ₂ O ₃ (%)	0.02	0.46	0.58	0.66
Fe ₂ O ₃ (%)	0.01	0.66	0.06	0.10
SiO ₂ (%)	1.09	7.36	3.78	4.28
MgO (%)	0.38	0.23	4.62	0.10
SO ₃ (%)	0.07	0.08	0.41	0.29
K ₂ O (%)	0.02	0.11	0.09	0.08

Tableau 1. Analyse chimique des quatre fillers



Composants	Type du béton					
	BOV	BAPT	BAPD1	BAPD2	BAPD3	
Sable (kg/m ³)	737.9	791.3	789.7	800.8	808.7	
Gravier (kg/m ³)	1119.4	800.2	798.6	809.8	817.7	
Ciment (kg/m ³)	350	350	350	350	350	
Filler calcaire : T (Kg/m ³)	-	250	-	-	-	
Déchet Marbre : D1 (Kg/m ³)	-	-	200	-	-	
Déchet carrelage marbre : D2 (Kg/m ³)	-	-	-	200	-	
Déchet carrelage gravier : D3 (Kg/m ³)	-	-	-	-	150	
Eau (Kg/m ³)	180.9	180.1	175.1	190	180.2	
Dosage de superplastifiant (%)	0.4	1.0	1.2	1.3	1.0	

Tableau 2. Compositions des différents bétons

3. FORMULATIONS RETENUES ET PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

Trois types des BAPDs avec les déchets industriels (D1, D2 et D3) ont été préparés pour évaluer leur résistance à l'attaque de sulfate externe. La durabilité de ces BAPDs a été comparée à un BAPT et un BOV. La formulation de ces bétons est réalisée en utilisant le logiciel « Béton Lab Pro2 » et leurs ajustement par des essais à l'état frais qui répondent aux exigences de l'EFNARC [2]. Les cinq compositions optimisées choisies sont présentées dans le Tableau 2.

Les échantillons utilisés dans cette étude sont de forme cubique (70x70x70mm), obtenus après sciage d'éprouvettes prismatiques (70x70x280mm). Avant le sciage, ces éprouvettes ont été fabriquées et durcis dans de l'eau maintenue à 20 °C ± 2°C pendant 28 jours. Après sciage, les échantillons ont été séchés à une température de 60 °C.

Pour chaque essai, trois échantillons ont été préparés pour chaque type de béton et exposés à une attaque par le sulfate externe. Les essais suivants effectués sont :

- L'attaque par le sulfate sous forme liquide : Les échantillons ont été immergés dans la solution de sulfate de sodium (Na₂SO₄ à 5%, 10H₂O) qui est considérée comme une condition sévère d'attaque de sulfate externe pour le béton.

- L'attaque par le sulfate sous forme gazeuse : Les échantillons ont été exposés à un environnement pollué en dioxyde de soufre (SO₂) d'une salle de chargement des batteries.

La solution de sulfate de sodium utilisé a été renouvelée tous les 30 jours et les mesures de temps des variations de masse et de la vitesse de propagation du son ont été prises tous les 60 jours jusqu'à une vingtaine de mois d'exposition. Dans cette période d'essai, il y avait l'apparition de dégradations dans certains échantillons d'essai.

4. RÉSULTATS ET DISCUSSION

4.1. Essai d'immersion dans une solution de sulfate de sodium (Na₂SO₄ à 5%, 10H₂O)

Les échantillons immergés dans la solution de sulfate de sodium n'ont présenté aucun signe de dégradations jusqu'au 7^e mois. Quelques dégâts ont été observés à partir du 8^e mois sur les échantillons de bétons BOV, BAPD3 et BAPD2 présentés à la Figure 1. Après une immersion pendant 20 mois dans une solution de Na₂SO₄, les échantillons BOV ont été fissurés avec un gonflement.

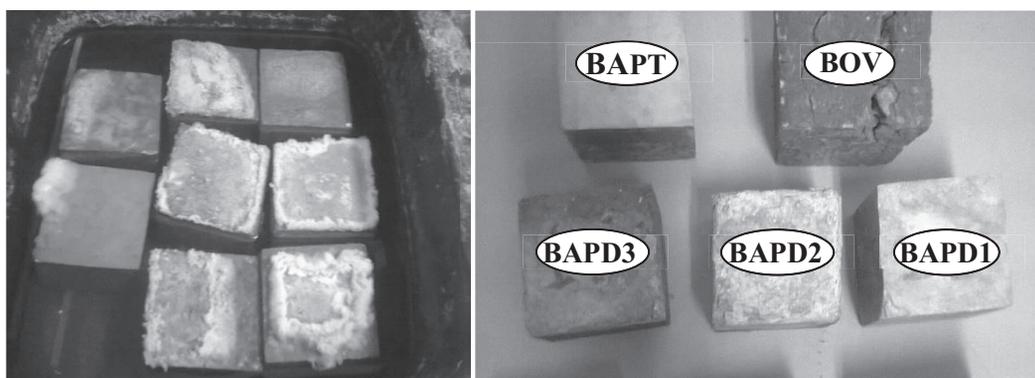


Figure 1. Dégradations des éprouvettes des bétons après immersion dans une solution de Na₂SO₄



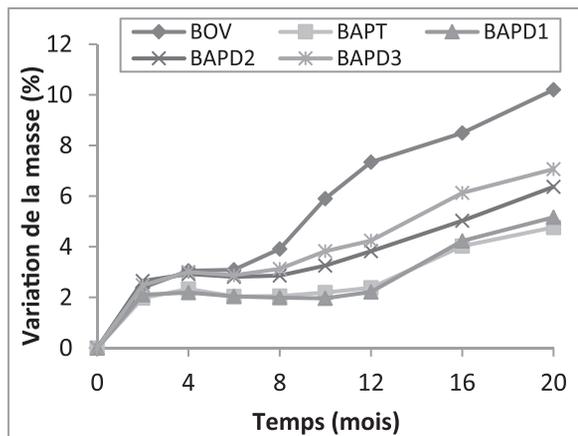


Figure 2. Evolution de la masse des échantillons dans une solution de Na_2SO_4

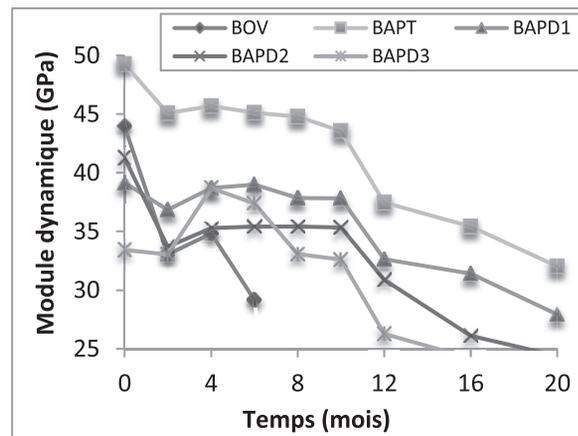


Figure 3. Evolution de module dynamique des échantillons dans une solution de Na_2SO_4

Ces résultats peuvent être expliqués par l'action du sulfate sur les aluminates contenus dans la pâte (ciment seul ou avec des déchets industriels contenant plus d'alumine que le filler calcaire). La réaction de sulfate entraîne la formation de l'ettringite qui provoque un gonflement et par conséquent une fissuration du béton [4, 9].

Les résultats de la variation de masse des échantillons immergés dans la solution de sulfate de sodium sont présentés à la Figure 2. Un gain massique a été observé pour tous les bétons pendant les quatre premiers mois et les variations varient de 2,2% pour le BAPD1 à 3% pour le BAPD3. Ce gain massique est dû à l'absorption d'eau par les échantillons.

Au-delà de 4 mois d'immersion, on a observé que le gain de masse devient plus important pour les échantillons du BOV et de BAPD3 avec diminution simultanée du module d'élasticité dynamique (Figure 3). Pour BAPD1 et BAPT, le gain massique et la diminution du module d'élasticité dynamique sont généralement faibles jusqu'à 20 mois d'immersion dans la solution de Na_2SO_4 . Ces résultats se coïncident aux résultats de M. Regourd [10] qui explique la réaction de sulfate sur le béton par la formation de l'ettringite après une formation de gypse secondaire (Eq. 1). Cette ettringite formée cause de gonflement dans la pâte de béton et donc la fissuration du béton attaqué.

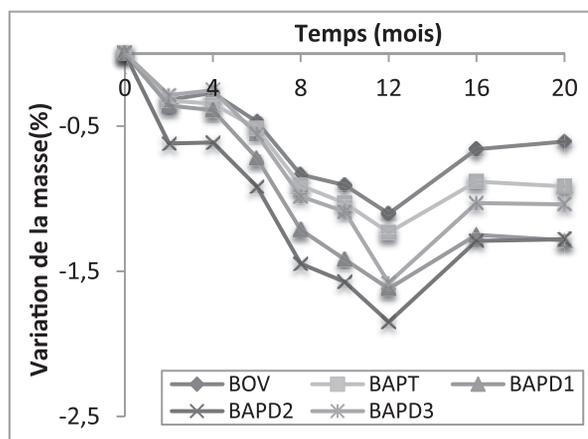
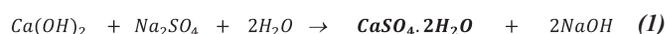


Figure 4. Evolution de la masse des échantillons à la salle de charge des batteries

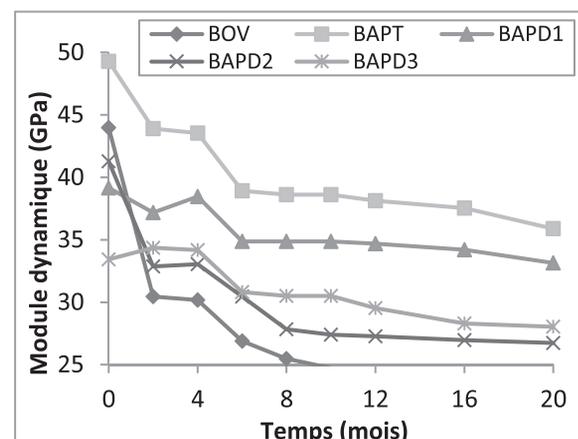
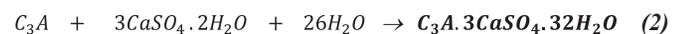
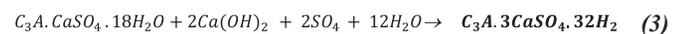


Figure 5. Evolution de module dynamique des échantillons à la salle de charge des batteries

La formation d'ettringite peut provenir de la réaction C_3A anhydre résiduelle avec le gypse secondaire formé (Eq. 2) :

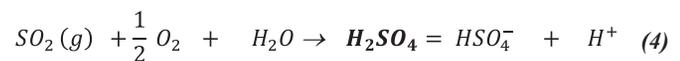


Ou d'aluminates hydratés (Eq. 3) :



4.2. Essai d'exposition dans la salle de chargement des batteries

L'attaque sulfatique externe peut être sous forme gazeuse sous l'effet de la propagation du dioxyde de soufre (SO_2) dans l'air après la dissolution de l'acide sulfurique (H_2SO_4) dans la salle de charge des batteries (Eq. 4).

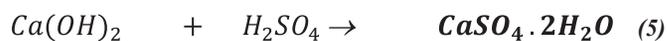


Aucune fissuration n'a été observée pour les échantillons étudiés mais on a observé des altérations en poudre sur les facettes des échantillons. Ces altérations se développent durant une année d'essai et justifient les résultats de la perte de masse des échantillons pour les différents bétons étudiés (Figure 4).





Au-delà d'une année d'exposition des échantillons, un gain massique pour tous les types de béton a été constaté. Ce comportement peut être expliqué par l'attaque de sulfate à l'intérieur des échantillons et non plus sur leurs facettes externes. Selon I. Mouallif *et al.* [11], la réaction de sulfate conduit à la formation de l'ettringite secondaire (Eq. 3) après la formation du gypse secondaire (Eq. 5). Cette ettringite cause le gonflement et donc un gain de masse de l'échantillon sous l'effet de l'humidité dans la salle de charge des batteries.



Les résultats de la variation de module élasticité dynamique pour différents bétons (Figure 5) montrent que le BOV a été le plus attaqué par la dissolution de l'acide sulfurique dans la salle de charge des batteries, résultant à la diminution de son module élasticité dynamique au-dessous de 25 GPa après 10 mois d'exposition. En ce qui concerne les BAPs, on a constaté que le BAPD1 était le plus résistant à cette attaque de sulfate externe. Les modules d'élasticité dynamique de tous les BAPDs sont restés supérieurs à 25 GPa après 20 mois d'exposition dans la salle de charge des batteries.

5. CONCLUSION

A partir de cette étude expérimentale on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les BAPDs ont une résistance suffisante à la dégradation chimique sévère de la solution de Na_2SO_4 . Le gain de masse des BAPs était entre 5% et 7% pendant 20 mois d'immersion alors que pour le BOV, il était supérieur à 10%. De même, le module élasticité dynamique des BAPDs est resté supérieur à 25 GPa pendant 14 mois d'exposition (pour BAPD3) tandis que pour le BOV, il a diminué au-dessous de 25 GPa après seulement 8 mois d'exposition.
- La dégradation chimique par le sulfate sous forme liquide semble influencée par la finesse du filler et par la quantité d'aluminates existant dans la pâte du béton.
- Les BAPDs sont plus résistants que le BOV pour l'attaque par le dioxyde de soufre (SO_2) dans l'air. La diminution de leurs modules dynamiques d'élasticité a été de 15% à 35% pour une période d'exposition de 20 mois alors que pour le BOV ; Cette diminution était de 44% après seulement 5 mois d'exposition.
- L'incorporation des déchets industriels des usines de marbre et de carrelages dans la formulation du BAP a un effet positif sur la durabilité de ce béton. En augmentant la compacité et en réduisant l'interconnexion des pores dans les BAPDs,

ils réduisent la pénétration des ions de sulfates qui peuvent exister dans l'air ou dans les eaux agressives.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] M. Tennich, A. Kallel, M. Ben Ouedou "Incorporation of fillers from marble and tile wastes in the composition of self-compacting concretes", *Construction and Building Materials*, Volume 91 (2015), pp. 65-70.
- [2] EFNARC. The European guidelines for self-compacting concrete: Specification, Production and Use. European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems, 2005.
- [3] L. Vicat, "Recherches sur les causes physiques de destruction des composés hydrauliques par l'eau de mer", *Bulletin de la société d'encouragement pour l'industrie nationale* (1857).
- [4] M.R. Khelifa, "Effet de l'attaque sulfatique externe sur la durabilité des bétons autoplaçants", thèse de Doctorat, U. de Constantine et U. d'Orléans, Juin 2009.
- [5] Y. Senhadji, M. Mouli, H. Khelafi and A. S. Benosman, "Sulfate attack of Algerian cement-based material with crushed limestone filler cured at different temperatures", *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences* 34 (2010), pp. 131-143.
- [6] H. Siad, S. Kamali-Bernard, H.A. Mesbah, G. Escadeillas, M. Mouli and H. Khelafi "Characterization of the degradation of self-compacting concretes in sodium sulfate environment: Influence of different mineral admixtures", *Construction and Building Materials*, Volume 47 (2013), pp. 1188-1200.
- [7] R. Deepthy et M.P. Mathews, "Durability study of self-compacting concrete using manufactured sand", *International Journal of Research in Engineering & Technology*, Vol. 2, Issue 9, Sep 2014, pp. 45-50.
- [8] CONTROLS, "Instruction manual-auscultation sonique", Rev: 02/01, N°: 58-E0049/A, p. 25.
- [9] R. Gagné, "Durabilité et réparations du béton", Université de Sherbrooke, pp. 160-185, 1998.
- [10] M. Regourd, "Durability, physico-chemical and biological processes related to concrete, Durability of Concrete structures", CEB-RILEM International Workshop. Copenhagen, May, pp. 49-71, 1983.
- [11] I. Mouallif, S. Lasfar, A. Latrach, M. Chergui and N. Barbe, "Influence du vieillissement sulfatique sur la résistance mécanique et la microstructure du béton", 21^e Congrès Français de Mécanique, Bordeaux, pp. 26-30, août 2013.





JNB'2017
Journées nationales du béton de Tunisie

MODÉLISATION ANALYTIQUE DE L'EFFET DU SQUELETTE GRANULAIRE SUR LE FLUAGE PROPRE DU BÉTON

ANALYTICAL PREDICTION OF AGGREGATES EFFECTS ON BASIC CREEP OF CONCRETE

Rahma ZOUAOUI⁽¹⁾, Karim MILED⁽²⁾, Oualid LIMAM⁽³⁾
Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis,
Laboratoire de Génie Civil,
Tunisie

⁽¹⁾ rahma.zouaoui@enit.rnu.tn

⁽²⁾ karim.miled@enit.rnu.tn

⁽³⁾ oualid.limam@enit.rnu.tn

1. INTRODUCTION

Le fluage propre du béton est la déformation que l'on peut observer, en conditions isothermes, lors de l'application d'une charge maintenue constante sur une éprouvette en équilibre hydrique, c'est-à-dire sans échange d'humidité avec le milieu extérieur, à laquelle il faut retirer la déformation élastique instantanée et la déformation du retrait endogène [3]. L'étude de l'effet du squelette granulaire sur le comportement différé du béton a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche expérimentaux, analytiques et numériques [2, 4-6]. Le comportement à long terme peut varier de façon significative d'un béton à l'autre même lorsque leurs compositions initiales (rapport E/C et fraction volumique des granulats) sont similaires [6]. L'origine de cette différence est probablement due à l'auréole de transition (en anglais Interfacial Transition Zone ITZ) qui existe entre la pâte de ciment et les granulats et qui présente une porosité plus élevée que celle de la pâte pure [4, 6], ce qui

affecte négativement les propriétés mécaniques du béton en général et ses modules de déformation instantanée et différée en particulier [1, 7].

Ainsi, on s'intéresse dans ce travail à la prédiction analytique des déformations différées dues au fluage propre du béton sous l'action d'un chargement permanent de compression uniaxiale. Pour ce faire, le béton est modélisé par un composite à trois phases ; des granulats naturels de sable et de gravier (phase inclusions) entourés chacun par une auréole de transition (phase ITZ) d'épaisseur variable et noyés tous dans une pâte de ciment durcie (phase pâte cimentaire). D'abord, la fraction volumique de l'ITZ (f_{ITZ}) est évaluée analytiquement en se basant sur une modélisation discrète et probabiliste de la microstructure du béton, proposée récemment par Zouaoui *et al.* [1]. Ensuite, un modèle d'homogénéisation à 4 phases inspiré du modèle trisphère proposé par Le Roy [2] a été utilisé dans le cadre de la visco-élasticité linéaire non vieillissante, pour prédire le module différé effectif du béton en fonction de



sa composition et de sa microstructure. Dans ce modèle, l'expression analytique proposée par Zouaoui *et al.* [1] pour f_{ITZ} a été utilisée. Enfin, le modèle proposé est validé moyennant une confrontation entre ses prédictions et des résultats expérimentaux issus de la littérature.

2. DÉTERMINATION DE LA FRACTION VOLUMIQUE DE L'ITZ

On considère un volume élémentaire représentatif (VER) du béton qui occupe un grand domaine Ω contenant N granulats ayant une fraction volumique globale notée g . Les granulats désignés par Ω_i , $1 \leq i \leq N$ sont supposés sphériques de diamètre D_i , $1 \leq i \leq N$. En utilisant la tessellation de Voronoï [8], ce VER est décomposé en N domaines discrets désignés par $Vor(\Omega_i)$, $1 \leq i \leq N$ (figure 1).

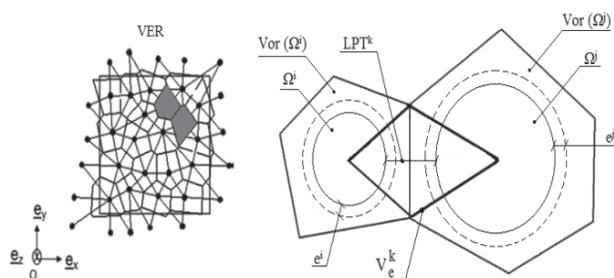


Figure 1. Le diagramme de Voronoï du VER du béton (à gauche) Deux granulats voisins en interaction (à droite)

Désignons par I l'ensemble des couples $k = (i, j)$ tel que le grain Ω_i est en interaction avec le grain Ω_j , $V_e^k (V_e^{ij} (1 \leq i, j \leq N))$ le volume d'interaction de deux granulats voisins Ω_i et Ω_j (figure 1) et N_c le nombre d'interactions dans le VER ($N_c = \text{Card}\{I\}$). Ainsi, le volume d'interaction V_e^k est donné par :

$$V_e^k = \frac{Vor(\Omega_i)}{r_i} + \frac{Vor(\Omega_j)}{r_j} \quad (1)$$

Avec

$$Vor(\Omega_i) = \frac{\pi D_i^3}{6g}$$

r_i et r_j sont respectivement le nombre d'interactions, dit aussi coordination, entre les granulats Ω_i et Ω_j et leurs voisins dans le VER.

En outre, chaque grain Ω_i , $1 \leq i \leq N$ est entouré d'une auréole de transition (ITZ) d'épaisseur locale e_i , $1 \leq i \leq N$. Pour éviter le chevauchement entre les ITZs voisines, cette épaisseur locale de l'ITZ doit dépendre de l'épaisseur locale de la pâte de ciment, LPT^k , existant entre deux granulats voisins au sein de leur volume d'interaction (figure 1). Ainsi, e^k est estimée comme suit :

$$e^k = \min\left(c; \frac{LPT^k}{2}\right) \quad (2)$$

avec c l'épaisseur constante de l'ITZ qui dépendra du type de béton (en général, $c = 0,05$ mm pour les Bétons Ordinaires (BO) et $c = 0,01$ mm pour les Bétons à Hautes Performances (BHP) renfermant de la fumée de silice).

Quant à l'épaisseur locale de la pâte de ciment (en anglais Local Paste Thickness), elle est estimée comme suit [9, 10] :

$$LPT^k = \frac{1}{2}(a+b) \left(\left(\frac{g_{max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) \quad (3)$$

Avec g_{max} est la compacité granulaire du béton. Ainsi, lorsque $g = g_{max}$, LPT^k s'annule et les deux granulats voisins se touchent mais sans se chevaucher ou s'interpénétrer.

En posant : $k = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{g_{max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)$, e^k s'exprime aussi comme suit :

$$e^k = \min\left(c; \frac{\kappa}{2}(D_i + D_j)\right) \quad (4)$$

Enfin, f_{ITZ} est donnée par l'expression suivante :

$$f_{ITZ} = \frac{\int_{D_{min}}^{D_{max}} \int_{D_{min}}^{D_{max}} ((a + \min(2c; \kappa(a+b)))^3 - a^3) + ((b + \min(2c; \kappa(a+b)))^3 - b^3) p_N(a) p_N(b) da db}{\int_{D_{min}}^{D_{max}} \int_{D_{min}}^{D_{max}} (a+b)^3 p_N(a) p_N(b) da db} \quad (5)$$

Avec $p_N(D)$ est la fonction de densité de probabilité en nombre associée à la fonction de distribution de taille des granulats en nombre désignée par $W_N(D)$ ($p_N(D) = \frac{dW_N}{dD}$), a et b sont deux grains voisins en interaction et considérées dorénavant comme deux variables statistiques indépendantes et D_{min} et D_{max} sont respectivement le diamètre minimal et le diamètre maximal de tous les granulats.

La fonction de distribution des tailles des granulats en volume suivante, proposée pour le béton par Funk and Dinger (1994), a été adoptée pour calculer analytiquement f_{ITZ} :

$$W_V(D) = \frac{D^m - D_{min}^m}{D_{max}^m - D_{min}^m} \quad (6)$$

Avec m est une constante positive qui varie entre 0 et 1. Lorsque m augmente, le pourcentage en volume des granulats fins diminue. Cette fonction permet d'approcher en général correctement la plupart des distributions granulaires des bétons.

La fonction de densité de probabilité en nombre $p_N(D)$ associée à $W_V(D)$ est donnée par :

$$p_N(D) = (3-m) \frac{D^{3-m} D_{min}^{3-m}}{(D_{max}^{3-m} - D_{min}^{3-m}) D^{4-m}} \quad (7)$$

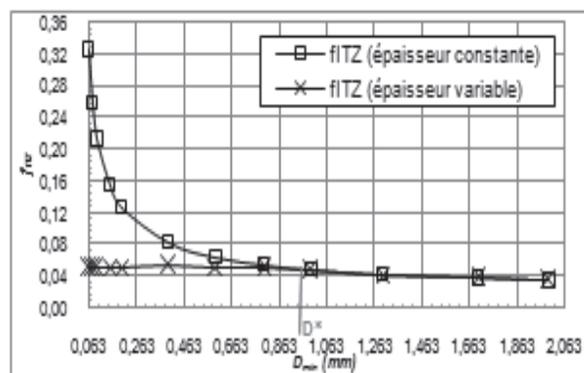


Figure 2. Comparaison entre f_{ITZ} (épaisseur constante) et f_{ITZ} (épaisseur variable) ($g=0.7$, $g_{max}=0.85$, $D_{max}=20$ mm, $m=0.5$ et $c=0.05$ mm)



L'expression de f_{ITZ} (Eq.5) est calculée analytiquement en supposant d'abord que l'épaisseur de l'ITZ est constante, égale à c , et ensuite numériquement en supposant une épaisseur variable de l'ITZ. Les résultats sont présentés en fonction du diamètre minimal D_{min} des granulats (figure 2) pour un béton ordinaire ayant une fraction volumique des granulats $g = 0,7$, $D_{max} = 20$ mm et $m = 0,5$.

La figure 2 montre que lorsque D_{min} est très petit, l'ordre de grandeur de f_{ITZ} calculée avec une épaisseur variable est faible (ne dépassant pas 7%) comparé à celui calculé avec une épaisseur uniforme et qui ne prend pas en considération le chevauchement entre les ITZs voisines. En outre, comme le montre la figure 2, les deux courbes des f_{ITZ} calculées respectivement avec une épaisseur locale constante et une épaisseur variable se superposent à partir d'une certaine valeur de D_{min} notée D^* et qui est évaluée analytiquement comme suit en supposant que $D_{min} \ll D_{max}$ [1] :

$$D^* = \frac{2-m}{3-m} \left(\frac{c}{\kappa}\right) \quad (D^* \text{ en millimètre}) \quad (8)$$

Ainsi, lorsque $D_{min} > D^*$, f_{ITZ} est donnée par l'expression analytique suivante, notée $f_{ITZ,D_{min}}$, et qui met en évidence et de façon explicite les effets de différents paramètres (l'épaisseur constante c de l'ITZ, la fraction volumique des granulats g , la distribution granulatoire m , D_{min} et D_{max}) sur f_{ITZ} :

Avec :

$$f_{ITZ,D_{min}} = Ac[Bc^2 + Ec + F]$$

$$A = \frac{2gm}{(D_{max}^3 D_{min}^{3-m} - D_{min}^3 D_{max}^{3-m})}; \quad B = \frac{4(D_{max}^{3-m} - D_{min}^{3-m})}{(3-m)}$$

$$E = \frac{6(D_{max}^{3-m} D_{min} - D_{min}^{3-m} D_{max})}{(2-m)} \quad \text{et} \quad F = \frac{3(D_{max}^{3-m} D_{min}^2 - D_{min}^{3-m} D_{max}^2)}{(1-m)} \quad (9)$$

Et pour $D_{min} \leq D^*$, f_{ITZ} sera supposée constante en fonction de D_{min} et donnée par la même formule analytique de l'Eq. (9) mais dans laquelle D_{min} est remplacé par D^* . Elle est notée dans ce cas f_{ITZ,D^*} .

3. ÉVALUATION DU MODULE D'YOUNG DU BÉTON

Dans cette partie, le module d'Young du béton est estimé analytiquement avec un modèle d'homogénéisation quadrisphère (figure 3) de type composite de Hashin et Strickman [11] et dans lequel l'expression analytique proposée précédemment

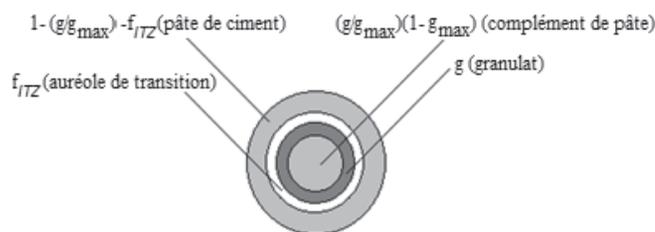


Figure 3. Modèle quadrisphère (extension du modèle trisphère [2])

pour f_{ITZ} (f_{ITZ,D^*} ou $f_{ITZ,D_{min}}$) a été utilisée. En outre, ce modèle est une extension du modèle trisphère développé initialement par Le Roy [2] pour les bétons et composites cimentaires à deux phases (sans ITZ). Ce modèle permet de prendre en compte le complément de pâte de ciment qui représente la partie de la pâte qui occupe les interstices laissés libres entre les granulats en état de compacité maximale (quand $g = g_{max}$), et que le modèle bisphère de Hashin (1962) est incapable de prendre en compte. Dans le modèle quadrisphère proposé, on suppose d'abord que chaque phase i est homogène isotrope élastique linéaire caractérisée par un module d'Young E_i et un coefficient de Poisson ν_i , que chaque interface est parfaite et que $\nu^{eff} = \nu_p = \nu_{ITZ} = \nu_g = 0.2$ [2].

Ainsi, selon ce modèle micromécanique, le module d'Young effectif, E^{eff} , du béton est donné par l'expression suivante :

$$E^{eff} = \frac{(1+R)}{(1-R)} E_p \quad (10)$$

Avec :

$$R = \frac{E_{max} \left(\frac{g}{g_{max}} (1+\alpha) - f_{ITZ} (1-\alpha) \right) - E_p \left(\frac{g}{g_{max}} (1+\alpha) + f_{ITZ} (1-\alpha) \right)}{(1+\alpha)(E_{max} + E_p)} \quad (11)$$

$$\text{Et } E_{max} = \left(\frac{(2-g_{max})E_p + g_{max}E_g}{(2-g_{max})E_g + g_{max}E_p} \right) E_g \quad (12)$$

Où E_p et E_g sont respectivement le module d'Young de la pâte de ciment et celui des granulats et α est le rapport entre les modules d'Young de l'ITZ et de la pâte de ciment.

4. EXTENSION DU MODÈLE À LA VISCO-ÉLASTICITÉ LINÉAIRE

Dans ce qui suit, le comportement viscoélastique linéaire du béton est étudié analytiquement à travers l'extension du modèle d'homogénéisation utilisé précédemment en élasticité linéaire. Dans cette extension, les granulats sont supposés élastiques tandis que la pâte de ciment et l'ITZ sont supposées viscoélastiques. Ainsi, en viscoélasticité linéaire non vieillissante, l'Eq. (10) devient :

$$E^{eff}(t) = \frac{1+R(t)}{1-R(t)} E_p(t) \quad (13)$$

Avec $E_p(t) = \frac{1}{J_p(t_0, t)}$ où $J_p(t_0, t)$ est la fonction du fluage propre de la pâte de ciment homogène et dont l'expression en fonction du temps t peut être évaluée par un modèle rhéologique classique qui permet de modéliser correctement le comportement viscoélastique des matériaux solides, à l'instar du modèle de Kelvin-Voigt généralisé à n branches [12]. L'expression de $J_p(t_0, t)$ donnée par ce modèle rhéologique est la suivante :

$$J_p(t_0, t) = \frac{1}{E_{p0}} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{ip}} \left(1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_i}} \right) \quad (14)$$

Avec E_{p0} est le module d'Young de la pâte mesuré au début de l'essai de fluage (à t_0), E_{ip} ($1 \leq i \leq n$) est le module d'Young et τ_i est le temps caractéristique de l'élément i de la chaîne de Kelvin-Voigt.





	c (mm)	g	g _{max}	D _{min} (mm)	D _{max} (mm)	f _{ITZ}	E _g (GPa)	E _p (GPa)	α
BO	0,05	0,705	0,87	0,08	20	0,05470	75	13,5	0,5
BHP 1	0,01	0,710				0,02403		29,5	
BHP 2	0,03	0,713				0,04145		19	

Tableau 1. Données utilisées pour la validation du modèle proposé [2]

5. VALIDATION DU MODÈLE PROPOSÉ

Pour valider le modèle proposé, une comparaison est conduite entre ses prédictions et les résultats expérimentaux de Le Roy [2] relatifs à un béton ordinaire (BO) à base d'une pâte cimentaire ordinaire (désignée par P50) ayant un rapport (E/C) = 0,5 et à deux bétons à hautes performances (BHP 1 et BHP 2) à base de pâtes cimentaires à hautes performances (P28 et P38) ayant respectivement un rapport (E/C) égal à 0,28 et à 0,38 (et renfermant de la fumée de silice (S) avec un rapport massique (S/C)=0,1). Ces trois bétons possèdent pratiquement le même squelette granulaire (voir tableau 1).

Les caractéristiques relatives au modèle rhéologique de Kelvin-Voigt généralisé à 8 branches, utilisé pour décrire le comportement viscoélastique des pâtes de ciment des trois bétons de Le Roy (1995) étudiés, sont résumées dans le tableau 2 et la comparaison

des courbes expérimentales et théoriques de la fonction de fluage propre de chaque pâte cimentaire est présentée dans la figure 4. Ainsi, d'après la figure 5, on peut conclure que le modèle proposé donne des bonnes prédictions des résultats obtenus expérimentalement et qui sont relatifs à l'évolution en fonction du temps des modules différés d'un béton ordinaire et de deux BHP de Le Roy [2].

6. CONCLUSION

Un modèle discret à trois phases, décrivant la microstructure du béton, a été développé récemment par Zouaoui *et al.* (2016) pour évaluer analytiquement la fraction volumique globale de l'ITZ dans le béton. Ensuite, le module d'Young du béton a été évalué analytiquement en utilisant un modèle d'homogénéisation quadrisphère qui est une extension du modèle

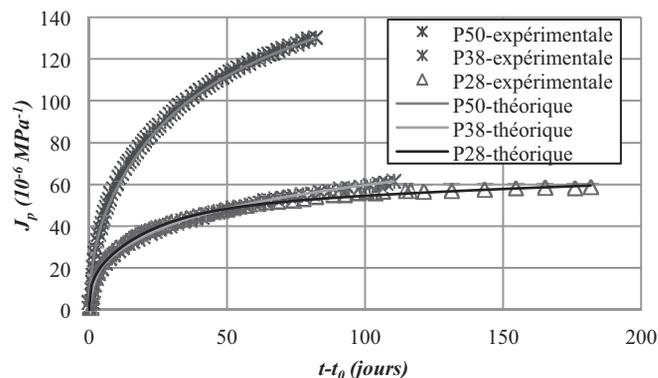


Figure 4. Fonctions de fluage expérimentale [2] et théorique des pâtes de ciment utilisées

τ _i	E _{ip} (pâte de ciment)		
	BO	BHP 1	BHP2
0,002	2663,66	543,88	2500,00
0,02	2572,92	350,80	2500,00
0,2	165,04	332,39	2500,00
2	47,66	140,00	67,60
20	16,09	32,00	44,46
200	8,29	50,00	20,69
2000	70,00	60,00	20,69

Tableau 2. Paramètres viscoélastiques du modèle rhéologique

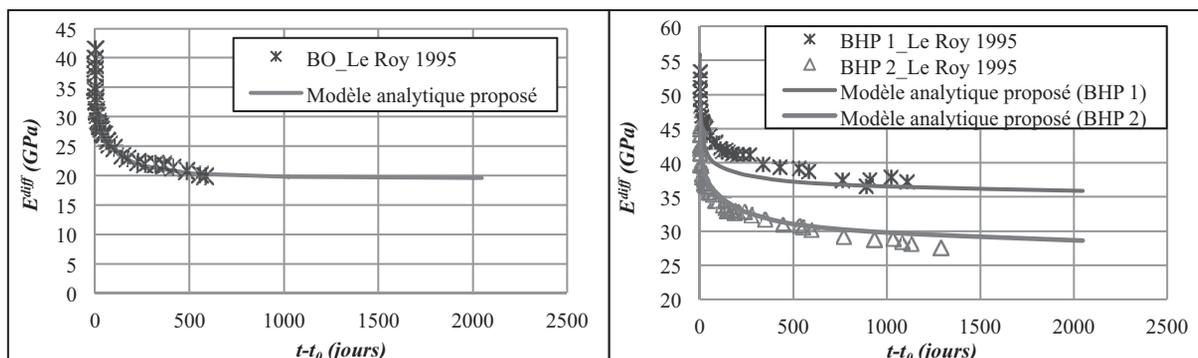


Figure 5. Comparaison entre les prédictions analytiques du modèle proposé et les résultats expérimentaux de Le Roy [2] pour le BO et les deux BHP





trispère de Le Roy (1995), et dans lequel l'expression analytique proposée pour f_{ITZ} a été utilisée. Le fluage propre du béton est prédit alors par une extension du modèle proposé en élasticité linéaire à la visco-élasticité linéaire non vieillissante. Enfin, la validité du modèle proposé a été discutée et vérifiée à travers une comparaison entre ses prédictions et les résultats expérimentaux de Le Roy (1995) relatifs à un béton ordinaire et à deux BHP.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Zouaoui R., Miled K., Limam O., Beddey A., Analytical prediction of aggregates' effects on the ITZ volume fraction and Young's modulus of concrete, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 41 (2017) 976-993 (DOI: 10.1002/nag.2660).
- [2] Le Roy R., Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France (1995).
- [3] De Larrard F., Structures granulaires et formulation des bétons. Série Ouvrages d'art (OA34) du LCPC- Paris, 2000.
- [4] Lavergne F., Sab K., Sanahuja J., Bornert M., Toulemonde C., Investigation of the effect of aggregates' morphology on concrete creep properties by numerical simulations, *Cement and Concrete Research* 71 (2015) 14–28.
- [5] Thai M.Q., Modélisation micromécanique et simulation numérique du fluage des bétons avec prise en compte de l'endommagement et des effets thermo-hydriques, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France (2012).
- [6] Granger L., Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [7] Mehta P. K., Monteiro P. J. M., *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*, Third Edition, McGraw-Hill (2006).
- [8] Aurenhammer F., Klein R., Voronoi Diagrams, Chapter 5, in: Sack J., J. Urrutia (Eds.), *Handbook of computational geometry*, North-Holland: Amsterdam, Netherlands (2000) 201-290.
- [9] de Larrard F., Tondat P., Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton, *Mater. Struct.* 26 (1993) 505–516.
- [10] Miled K., Limam O. and Sab K., A probabilistic mechanical model for prediction of aggregates' size distribution effect on concrete compressive strength, *Phys. A* 391 (2012) 3366-3378.
- [11] Hashin Z., Shtrikman S., A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials, *J. of Mech. Phys. Solids*, 11 (1963) 127-140.
- [12] Salençon J., *Viscoélasticité pour le calcul des structures*, Edition de l'Ecole polytechnique et presse de l'ENPC (2009).





recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de décideurs œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique, sachant que le lecteur ne sera pas forcément un spécialiste de sa discipline. En un mot l'auteur doit chercher à vulgariser son discours.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique .doc ou .odt envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse annalesbtp@gmail.com

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, l'auteur pourra envoyer un cédérom à **M. BUYLE-BODIN, rédacteur en chef de la revue Annales du BTP, Polytech'Lille – Université Lille 1, Cité Scientifique, 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.**

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Il est nécessaire de préciser :

- le titre en français et en anglais ;
- le ou les auteurs : nom, prénom, titres, coordonnées ;
- un résumé de 15 lignes maximum en français et en anglais ;
- les figures et photographies originales peuvent être fournies à part en .eps, .tif ou .jpg. Elles seront publiées en noir et blanc et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi ;
- une illustration caractéristique de l'article pourra figurer en couleur sur la une de couverture et devra donc être d'une résolution maximale. Ne pas oublier de mentionner les crédits photographiques.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur.

AGPA Editions, 4, rue Camélinat, 42000 Saint-Etienne.

L'auteur recevra gratuitement quelques exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.

