

ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE N° 2/2016

(anciennement : Annales de l'I.T.B.T.P.,
Revue créée en 1948)

JUIN 2016

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 :

Editions ESKA
http://www.eska.fr
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

Structures du Génie Civil – Rencontres AUGC 2015 • Bayonne

Évaluation des caractéristiques mécaniques des connexions par entaille et barre d'acier HA filetée dans les poutres mixtes bois-béton..... 6

Assessment of mechanical behaviour of notch connections with threaded rebar in composite wood-concrete beams

*Decroly DJOUBISSIE D., Adamah MESSAN, Eric FOURNELY,
Abdelhamid BOUCHAÏR, François TSOBNANG*

Confrontation de composites textile-mortier (TRC) à renfort carbone ou acier pour le renforcement d'éléments de maçonnerie 13

Confrontation of textile reinforced concrete (TRC) with carbon and stainless steel grids for strengthening of masonry

Raphaël CONTAMINE, Jean-Patrick PLASSIARD, Pascal PERROTIN

Comportement des structures soumises aux séismes Propositions du comité éditorial

Etude au séisme d'un réservoir surélevé en béton armé 20

Seismic analysis of a concrete elevated water tank

Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Naceur Eddine HANNACHI

Analyse du coefficient de ductilité en courbure des sections en béton armé incorporant des granulats recyclés..... 33

Analysis of curvature ductility factor of reinforced concrete sections incorporating recycled aggregates

George WARDEH, Elhem GHORBEL

abstracts — résumés	4
annonces de colloques	41
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs	56



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 2016** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 264 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 318 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 330 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 380 € |

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

* 2/2016

LISTE DES ANNONCEURS

ANNONCES DE COLLOQUES :

Call for Papers, p. 41-42

BFUP 2017, p. 43

UATI-UISF, p. 44-42

Le Pont, p. 53-54

RILEM, p. 55

éditorial

Chers lecteurs, chères lectrices,

La revue continue sa réflexion sur son évolution, et à l'occasion des rencontres 2016 de l'AUGC qui viennent de se tenir à Liège, il a été convenu que les universitaires du Génie Civil allaient s'impliquer directement dans la revue pour mieux faire connaître leurs contributions, aussi bien au niveau de la recherche développement que de celui de la formation des futurs cadres de notre secteur.

Un accent particulier sera porté dans les prochains numéros sur d'une part la contribution des doctorants au développement de notre secteur, et d'autre part les activités des universitaires qui au-delà de la recherche au sens classique du terme contribuent à l'innovation et au renom du Génie Civil français.

La dimension francophone ne sera bien sûr pas oubliée, et la revue et l'AUGC devraient par la richesse de leurs réseaux atteindre le plus largement possible les publics en particulier africains, pour qui les Annales sont toujours une revue de référence.

Le présent numéro est consacré aux structures. Vous y trouverez deux articles issus des rencontres de l'AUGC 2015, et deux articles consacrés au génie parasismique.

La recherche de matériaux de structures innovants se poursuit dans la direction de matériaux alternatifs comme le bois, ou pour la réparation dans celle de composites mieux adaptés à leur support.

Pour l'aspect parasismique, un article algérien s'inscrit dans la suite d'autres présentations sur des ouvrages courants. Une réflexion sur l'emploi de nouveaux bétons est également abordée dans un papier présenté aux dernières journées de l'AFPS, association française de génie parasismique, membre de l'union des associations françaises de Génie Civil, l'UAFGC, avec laquelle la revue travaille en ce moment à conclure un partenariat étroit.

Bonne lecture.

**Le rédacteur en chef,
François BUYLE-BODIN**

résumés – abstracts

ÉVALUATION DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES CONNEXIONS PAR ENTAILLE ET BARRE D'ACIER HA FILETÉE DANS LES POUTRES MIXTES BOIS-BÉTON

DECROLY DJOUBISSIE D., ADAMAH MESSAN, ERIC FOURNELY, ABDELHAMID BOUCHAÏR, FRANÇOIS TSOBNANG

Des essais expérimentaux de cisaillement ont été réalisés en vue de déterminer les capacités mécaniques d'une connexion bois-béton par entaille renforcée de tige filetée en termes de résistance, rigidité, ductilité pour une application dans les poutres mixtes bois-béton. Le système de connexion est composé d'une entaille triangulaire dans une poutre en bois dur, complétée par une barre d'acier à haute adhérence filetée de 10 mm de diamètre. La barre est vissée dans le bois après un pré-perçage. Trois systèmes de connexion ont été définis par variation d'angle de fixation de la barre filetée (60° , 90° , 120°) par rapport au sens du fil du bois. Les résultats ont permis d'illustrer le comportement en cisaillement de cette connexion et de comparer les trois solutions testées entre elles en observant la capacité de résistance et le module de glissement.

ASSESSMENT OF MECHANICAL BEHAVIOUR OF NOTCH CONNECTIONS WITH THREADED REBAR IN COMPOSITE WOOD-CONCRETE BEAMS

Experimental shear tests were performed to determine the mechanical capacities of a notched connection with threaded rebar in terms of strength and stiffness, ductility for an application in composite wood-concrete beams. The connection system is composed of a triangular notch in a hardwood timber beam reinforced by a threaded rebar with 10 mm in diameter commonly used as reinforcement for concrete. The threaded rebar is screwed in the woods after a pre-drilling. Three connection systems have been defined by the variation of the fixing rod angle (60° , 90° , 120°) relative to the direction of the wood grain. The results allowed illustrating the shear behaviour of the connection and comparing three tested solutions with regard to the strength and the shear slip modulus.

CONFRONTATION DE COMPOSITES TEXTILE-MORTIER (TRC) À RENFORT CARBONE OU ACIER POUR LE RENFORCEMENT D'ÉLÉMENTS DE MAÇONNERIE

CONTAMINE RAPHAËL,
PLASSIARD JEAN-PATRICK, PERROTIN PASCAL

Une forte demande émerge concernant les techniques de renforcement de structures maçonnées existantes. En réponse, le renforcement par moulage au contact de composites à renfort

textile et matrice cimentaire communément nommés textile-mortier (textile reinforced concrete, TRC) s'est développé au cours de ces cinq dernières années. Un essai permettant de caractériser le comportement en traction directe du TRC ainsi que le comportement de l'ancrage TRC/maçonnerie a été développé. Des TRC innovants renforcés par tissus d'acier inoxydable ont été testés et comparés à des TRC renforcés par grilles de carbone. Cette campagne d'essai a montré que le renforcement de structures maçonnées par moulage au contact de TRC renforcés par tissus d'acier inoxydable est technologiquement faisable. Les résultats opposent un comportement à l'arrachement ductile des TRC acier à un comportement fragile des TRC carbone. Cette différence de comportement est principalement liée à la différence de mode de rupture : les TRC carbone montrent un mode de rupture par arrachement (pull-out) entre le textile et la matrice tandis que les TRC acier rompent par un délamination progressif de l'ancrage.

CONFRONTATION OF TEXTILE REINFORCED CONCRETE (TRC) WITH CARBON AND STAINLESS STEEL GRIDS FOR STRENGTHENING OF MASONRY

A significant need for strengthening techniques of existing masonry structures is emerging. In response, the bonding of textile reinforced concrete (TRC) has been developed during recent years. To investigate the influence of the nature of the textile reinforcement, pull-out test between the TRC and the masonry has been developed. Two natures of textile reinforcement grids were tested: carbon and stainless steel. For all the fifteen specimens tested the displacement fields are measured by digital image correlation. This experiment showed that strengthening of masonry structures by contact moulding of TRC with stainless steel grids directly on the masonry is technologically feasible. The results show a different post-peak behaviour of the force – displacement curves: ductile for stainless steel TRC and brittle for carbon TRC. This different behaviour is not only related to the ductile behaviour of the stainless steel but also to a difference in the failure mode between the stainless steel TRC and the carbon TRC. The stainless steel TRC showed a failure mode by progressive delamination. It has the major benefits to be detectable with the naked eye and to allow high energy dissipation.

ÉTUDE AU SÉISME D'UN RÉSERVOIR SURÉLEVÉ EN BÉTON ARMÉ

HOCINE HAMMOUM, KARIMA BOUZELHA,
NACEUR EDDINE HANNACHI

L'Algérie, a été le siège d'une activité sismique relativement forte durant ces dernières décennies. Les séismes ayant affecté la bande nord de son territoire (notamment ceux d'El Asnam en 1980 à Boumerdes en 2003) attestent du risque et du danger

qui menacent les structures de génie civil en général, et les réservoirs surélevés en particulier. Ces séismes ont mis en évidence la vulnérabilité critique de ces structures hydrauliques, liée aux insuffisances conceptuelles dues à l'absence d'outils normatifs. Aussi, cette étude présente une méthodologie pratique de mise aux normes parasismiques des réservoirs surélevés de forme circulaire, au stade de leur conception en bureau d'études. L'approche proposée s'articule principalement sur la prise en compte de deux points essentiels, soit d'une part l'effet hydrodynamique (trop souvent négligé par les ingénieurs praticiens), et d'autre part l'action sismique traduite par un spectre de réponse fourni par le règlement parasismique Algérien.

SEISMIC ANALYSIS OF A CONCRETE ELEVATED WATER TANK

Algeria was the seat of a relatively high seismic activity in recent decades. Earthquakes that affected the north of its territory (especially those from El Asnam in 1980 to Boumerdes in 2003) attest of the risk and the danger that threatens civil engineering structures in general, and elevated tanks in particular. These earthquakes have highlighted the critical vulnerability of these hydraulic structures related to conceptual weaknesses due to the lack of normative tools. Also, this study provides a practical methodology for putting to seismic standards of circular elevated tanks, at their design stage in study office. The proposed approach is based mainly on the consideration of two essential points, on the one hand the hydrodynamic effect (often neglected by practicing engineers), and on the other the seismic action resulted in a response spectrum provided by the Algerian seismic code.

ANALYSE DU COEFFICIENT DE DUCTILITÉ EN COURBURE DES SECTION EN BÉTON ARMÉ INCORPORANT DES GRANULATS RECYCLÉS

GEORGE WARDEH, ELHEM GHORBEL

Le papier présente les résultats d'une étude expérimentale sur le comportement à la flexion et le coefficient de ductilité en courbure des poutres fabriquées de deux types de béton. Le premier est un béton conventionnel à granulats naturels tandis que le deuxième est formulé avec 100% de graviers recyclés. Des poutres 20x25x170 cm ont été préparées avec deux sections d'armature différentes et deux bétons de classe de résistance à la compression C35/45. En plus des résultats obtenus dans le cadre de ce travail, le comportement de 118 poutres retrouvées dans la littérature a été analysé. L'ensemble des résultats montre que pour la même classe de résistance à

la compression et pour le même taux de renforcement longitudinal, les poutres fabriquées avec des granulats recyclés possèdent des résistances ultimes et des ductilités similaires à celles du béton de granulats naturels mais avec des flèches et des états de fissuration significativement plus importants. Les divers résultats expérimentaux ont été comparés à ceux du dimensionnement et de la prédiction de la flèche suivant l'Eu-rocode 2 (EC2). Les comparaisons révèlent que la méthode du calcul de la flèche ne permet pas de trouver correctement les valeurs expérimentales, avec des écarts plus importants pour les poutres de graviers recyclés. Cependant, l'EC2 permet de prévoir convenablement la capacité porteuse des poutres. Enfin, le coefficient de ductilité en courbure a été déterminé par un calcul non linéaire pour la recherche de la position de l'axe neutre. La corrélation entre ce coefficient, le pourcentage d'armatures et la résistance des bétons à la compression a été établie et une comparaison avec les relations fournies par les règles EC8 a été faite.

ANALYSIS OF CURVATURE DUCTILITY FACTOR OF REINFORCED CONCRETE SECTIONS INCORPORATING RECYCLED AGGREGATES

The paper presents the results of an experimental study on the flexural behaviour and the curvature ductility of beams made of two types of concrete. 20x25x170 cm beams specimens were prepared using two reinforcement ratios and were cast from two concrete mixtures. The two concretes are respectively a mixture of natural aggregates and a concrete with 100% recycled gravels of C35/45 compressive strength. The results reported in this paper are those of experiments performed in the framework of this study beside 118 data taken from the literature on the flexural behaviour of natural and recycled aggregate concretes. The principal results of bending tests show that for the same class of compressive strength, the flexural capacity and the ductility of recycled aggregate concrete beams are similar to those of natural aggregate concrete beams. However, cracking moment, maximum crack spacing, crack heights and deflection under serviceable load are affected by the use of recycled aggregates. Experimental results of the extensive database were compared to load-carrying capacities and deflections calculated according to Eurocode 2 (EC2). The comparisons show that the method of deflection calculation does not correctly predict the experimental results. Finally, the curvature ductility factor was determined by a nonlinear method to determine the position of the neutral axis. Correlations between the ductility factor, the compressive strength and the percentage of reinforcement were established and a comparison with the relationship provided by EC8 was made.

ÉVALUATION DES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES CONNEXIONS PAR ENTAILLE ET BARRE D'ACIER HA FILETÉE DANS LES POUTRES MIXTES BOIS-BÉTON

ASSESSMENT OF MECHANICAL BEHAVIOUR OF NOTCH CONNECTIONS WITH THREADED REBAR IN COMPOSITE WOOD-CONCRETE BEAMS

**Decroly DJOUBISSIE D.¹, Adamah MESSAN¹, Eric FOURNELY^{2, 3},
Abdelhamid BOUCHAIR^{1, 2, 3}, François TSOBNANG¹**

¹ Laboratoire Eco-Matériaux de Construction (LEMC), Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), 01 BP 594 Ouagadougou 01, Burkina Faso
(decroly.djoubissie@2ie-edu.org)

² Clermont Université, Université Blaise Pascal, Institut Pascal, BP 10448,
F-63000 Clermont-Ferrand, France

³ CNRS, UMR 6602, Institut Pascal, F-63171 Aubière, France

1. INTRODUCTION

La recherche de solutions constructives utilisant des matériaux naturels s'inscrit dans les préoccupations actuelles relatives au développement durable. Il est à présent communément admis que l'utilisation du bois comme source de matériau renouvelable dans la construction contribue à réduire l'impact du changement climatique. En Amérique du Nord et en Europe, la construction en bois bénéficie d'une longue tradition d'applications dans les domaines des maisons in-

dividuelles ou de l'habitat collectif. En Afrique, le bois est abondant dans certains pays, mais la construction en bois est quasi inexistante. Les raisons principales sont liées en partie à certaines craintes relatives à la pérennité du matériau bois et aussi à l'absence de filières locales de valorisation du bois dans la construction.

Les structures en béton armé étant les plus courantes dans la construction, l'association du bois et du béton dans des structures mixtes se montre avantageuse vis-à-vis de la valorisation locale du bois, de la préservation des ressources en

granulats et de l'optimisation des performances mécaniques de la structure. Le principe étant de faire travailler le béton en compression et le bois en traction, utilisant ainsi au mieux les propriétés mécaniques de chaque matériau [CEC 02][GUR 05][FRA 06]. La clef pour le développement de ces systèmes mixtes bois-béton repose sur le développement de connexions performantes et la maîtrise de leurs comportements au niveau mécanique. De plus, il est important de développer des systèmes de connexions de faible coût, disponibles et faciles à mettre en œuvre dans un contexte local ciblé.

Les premiers connecteurs de cisaillement pour les poutres mixtes bois-béton ont été proposés dans les années 1940 [CEC 02][LUK 09]. Depuis lors, de nombreux types de connecteurs mécaniques ont été décrits, testés et présentés dans des applications concrètes ou dans des publications scientifiques [GUT 04][BRA 09][LEB 10] [NEG 10][OUD 13] avec pour but d'augmenter l'efficacité et la fiabilité de ces systèmes constructifs. Bien que ces connections bois-béton soient connues, elles ne sont quasiment pas utilisées dans le contexte local africain et ceci pour plusieurs raisons telles que le manque de disponibilité des connecteurs localement et l'absence d'entreprises compétentes dans ce domaine. De plus, ces systèmes sont considérés comme étant relativement complexes à construire et coûteux en main-d'œuvre.

Notre étude porte sur des essais expérimentaux de cisaillement push-out d'une connexion liant le bois massif et le béton. Ce système de connexion est relativement facile à mettre en œuvre dans les planchers ou les poutres mixtes.

Le système de connexion est composé d'une entaille triangulaire dans le bois complétée par une barre d'acier à haute adhérence filetée de 10 mm de diamètre utilisée couramment comme armature en béton armé. Trois systèmes de connexion ont été définis en variant l'angle d'installation de la barre filetée. L'objectif est de les caractériser mécaniquement en déterminant la capacité résistante et le module de glissement. Une comparaison entre les caractéristiques mécaniques obtenues pour les trois solutions testées est réalisée. Les éprouvettes ont été réalisées avec des matériaux disponibles localement et également testées localement dans le Laboratoire Eco-Matériaux de Construction (LEMC) de l'institut 2iE de Ouagadougou.

2. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

2.1. Matériaux

2.1.1. Béton

Cinq éprouvettes cylindriques de 10 cm x 20 cm de béton ont été testées en compression à 28 jours d'âge. Le tableau 1 présente les résultats de la résistance en compression ainsi que les masses volumiques. La masse volumique moyenne obtenue est de 2354 kg/m³ et la résistance en compression moyenne à 28 jours est de 15,1 MPa. Les résultats sont homogènes, mais

Éprouvettes	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	Masse volumique (kg/m ³)
1	16,17	2394
2	15,62	2336
3	14,70	2344
4	13,86	2336
5	15,19	2363
Moyenne	15,11	2354
Écart-type	0,89	24
CV (%)	5,86	1,04

Tableau 1. Résistance à la compression à 28 jours et masse volumique du béton

Éprouvettes	a (mm)	b (mm)	h (mm)	Masse (g)	masse volumique (kg/m ³)
1	48,7	49,4	230	311,2	562,0
2	49,4	49,0	232	315,9	561,4
3	49,5	49,4	232	318,6	561,8
4	49,3	48,7	235	319,4	565,7
5	49,1	47,9	236	313,4	564,4
6	49,4	48,0	236	316,0	564,8
moyenne	49,2	48,8	234	315,7	563,35
Écart-type	0,3	0,7	2	3,1	1,82
CV (%)	0,58	1,34	1,07	0,97	0,32

Tableau 2. Masse volumique du bois

la résistance moyenne est faible. Ce béton a été obtenu avec le dosage suivant par mètre cube :

- Ciment 350 kg
- Gravier 800 litres
- Sable 400 litres
- Eau 190 litres

Cette composition est celle qui est localement retenue pour la confection des bétons destinés aux bâtiments courants.

2.1.2. Bois

Des éprouvettes en bois ont été prélevées afin de déterminer la masse volumique en suivant la norme EN408 [COM 09]. Le bois utilisé est de type tropical assez dense dont la masse volumique moyenne obtenue est de 563,4 kg/m³. Il provient d'un fournisseur implanté localement et correspond au type de bois utilisé (quand c'est le cas) pour la construction. Son essence n'a pas été déterminée à ce jour. Après passage des échantillons prélevés à l'étuve, nous n'avons constaté aucune variation de masse. Ceci s'explique par le fait qu'étant dans un pays désertique, le bois utilisé avait déjà perdu la quasi-totalité de son humidité. Le tableau 2 présente les résultats de la masse volumique du bois utilisé. Les résultats obtenus pour la masse volumique montrent une grande homogénéité.

Où a et b sont les dimensions de la section transversale et h la longueur de l'éprouvette

2.1.3. Acier

Des essais de traction directe sur les barres HA ont confirmé une valeur de f_y de 400 MPa.

2.2. Caractéristiques géométriques des éprouvettes de cisaillement et des systèmes de connexion

Les éprouvettes de cisaillement push-out sont composées de bois de section 65 x 160 mm² et de longueur 350 mm, d'une partie en béton de 300 x 350 mm² et de 65 mm d'épaisseur sur fond de coffrage de 20 mm d'épaisseur. La figure 1 présente les caractéristiques géométriques des éprouvettes.

Certaines études [YEO 08][GER 10][YEO 10] ont conclu que la connexion par entaille a l'avantage d'avoir une grande rigidité comparée aux connexions mécaniques dans les structures mixtes bois-béton par l'apport de la résistance du béton se trouvant dans l'entaille du bois. L'entaille réalisée dans cette étude est triangulaire pour une facilité de réalisation (par simple sciage) sur une profondeur de 40 mm dans le bois. La barre d'acier à haute adhérence de 10 mm de diamètre largement disponible localement, est filetée à son extrémité et vissée dans le bois après un pré-perçage. Les trous devant recevoir les tiges ont un diamètre de 8 mm. Trois systèmes de

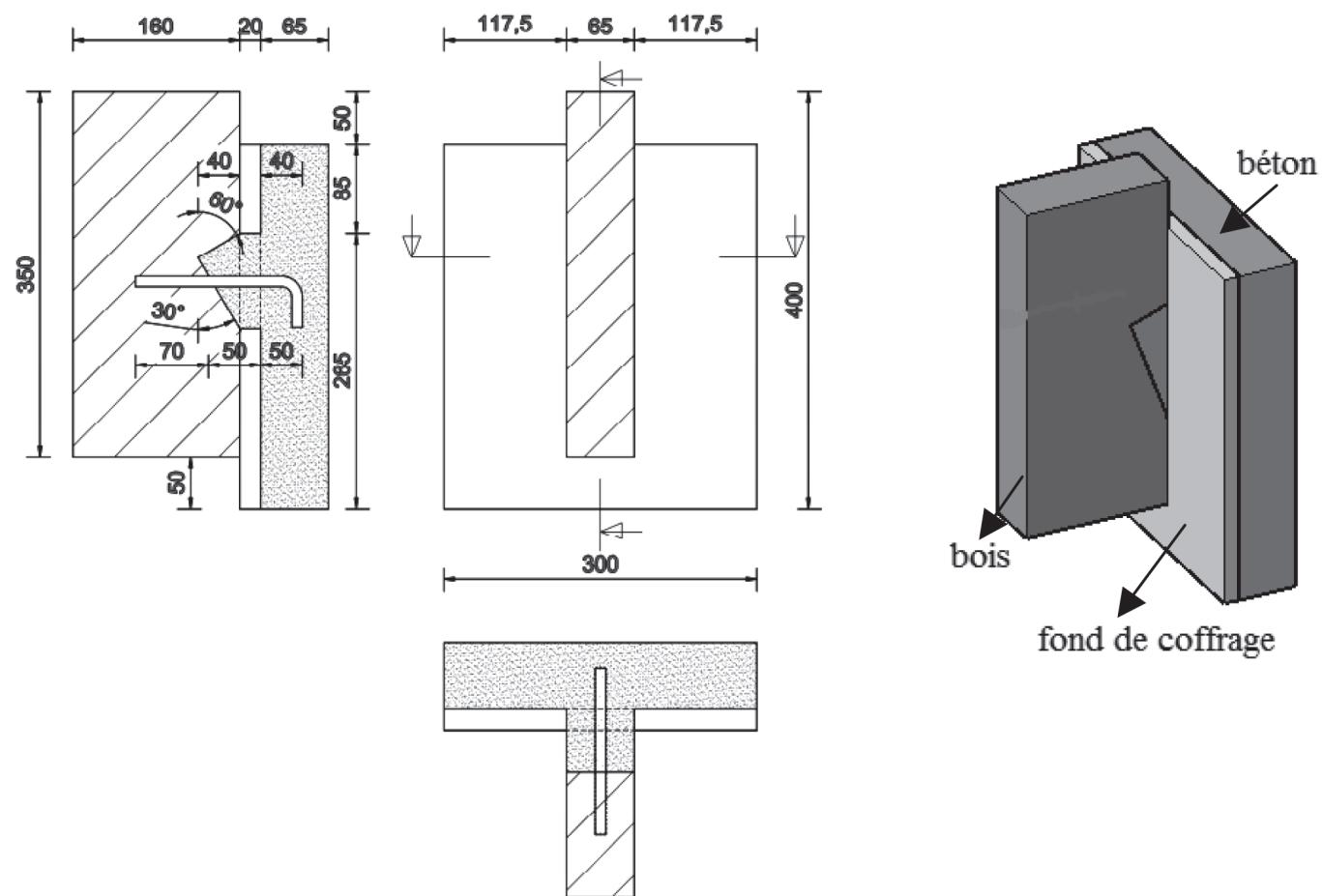


Figure 1. Caractéristiques des éprouvettes de cisaillement push-out (dimensions en millimètres)

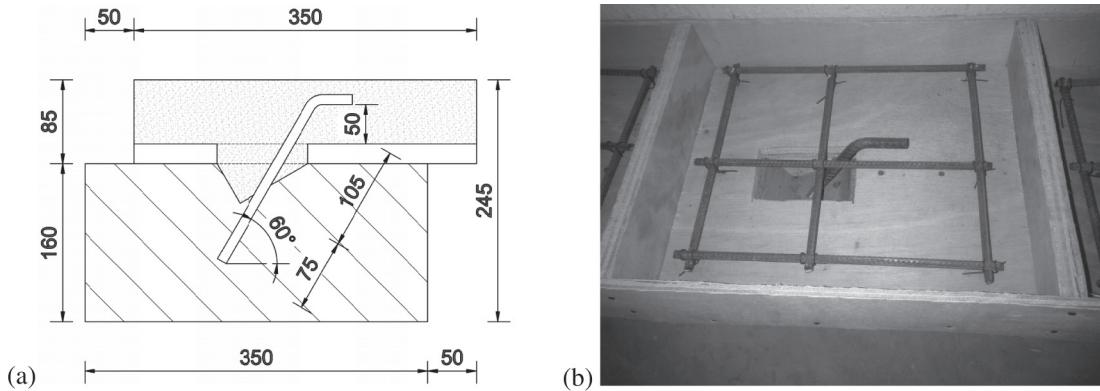


Figure 2. Système de connexion type D1 : entaille triangulaire avec barre filetée vissée à 60° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton.

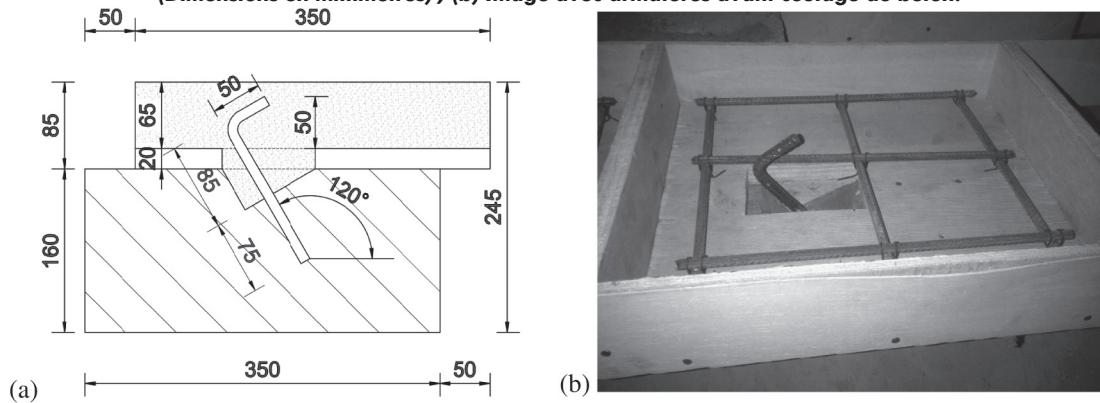


Figure 3. Système de connexion type D2 : entaille triangulaire avec barre filetée vissée à 120° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton.

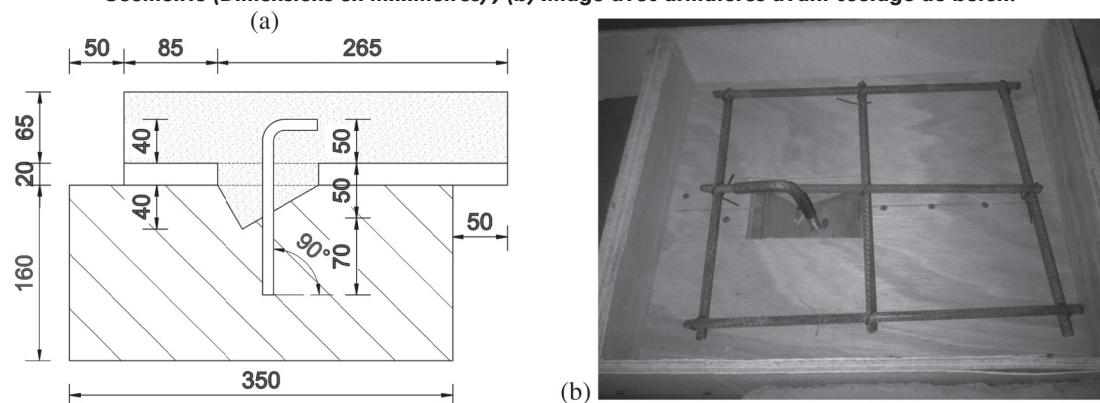


Figure 4. Système de connexion type D3 : entaille triangulaire avec barre filetée vissée à 90° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton

connexion ont été définis par variation d'angle de fixation de la barre filetée par rapport au sens du fil du bois :

- Le système D1 avec la barre filetée vissée à 60° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (figure 2). Trois éprouvettes de ce type de connexion ont été testées : D1.1, D1.2 et D1.3.
- Le système D2 avec la barre filetée vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (figure 3). Trois éprouvettes de ce type de connexion ont été testées : D2.1, D2.2 et D2.3.
- Le système D3 avec la barre filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (figure 4). Trois éprouvettes de ce type de connexion ont été testées : D3.1, D3.2 et D3.3.

Ces angles sont définis par rapport au fil du bois qui représente la direction longitudinale de la poutre (direction parallèle à l'interface bois-béton). La partie en béton des éprouvettes contient des barres d'armatures HA6 pour limiter le retrait du béton. Ces armatures sont disposées avec un maillage adapté à la connexion et respectant les normes constructives.

2.3. Méthodes

Les essais de cisaillement ont été réalisés après 28 jours de cure du béton. Une presse universelle électromécanique d'une capacité de charge 300 kN avec une centrale de pilotage et

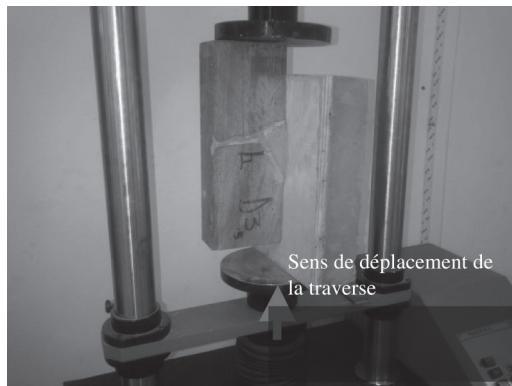


Figure 5. Dispositif d'essai de cisaillement push-out

d'acquisition des données a été utilisée à cet effet. La Figure 5 présente une éprouvette en phase d'essai sur la presse. L'éprouvette est asymétrique. Le chargement en partie basse, côté dalle béton, et en partie haute, côté poutre bois, engendre un couple qui est repris par frottement au droit des plateaux haut et bas de la presse. Le bas est bloqué en rotation, ce qui assure la stabilité de l'éprouvette en phase de mise en place et d'essai. Par contre, le plateau supérieur est rotulé, c'est le contact avec l'extrémité de la poutre bois qui assure son maintien en position. Aucun dispositif de maintien latéral complémentaire n'est mis en œuvre.

Chaque éprouvette est chargée à une vitesse (déplacement de la traverse) de 3 mm/min conformément aux prescriptions de la norme EN 26891 [COM 91]. Ne disposant pas de capteurs de déplacement pour enregistrer le glissement bois-béton, et en tenant compte du niveau modéré de chargement appliqué, nous avons assimilé, dans cette étude, le glissement de la connexion au déplacement de la traverse de la presse. Chaque essai est arrêté lorsqu'on enregistre un déplacement supérieur

à 20 mm. Le système d'acquisition de la presse permet d'obtenir la courbe charge-glisement de l'essai. Dans l'évaluation du comportement des connecteurs dans des systèmes mixtes, on utilise le module de glissement K_s défini comme le coefficient angulaire de la courbe charge-glisement.

Le module de glissement en service K_s est calculé à partir de l'expression [11] où F_{max} est la charge maximale de la connexion, et v_{01} et v_{04} sont les glissements à 10% et 40% de la charge maximale respectivement.

$$K_s = \frac{0,4 F_{max}}{\frac{4}{3}(v_{04} - v_{01})} \quad [1]$$

3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

La Figure 6 présente les différentes courbes charge-glisement obtenues après essai.

Les valeurs obtenues de capacité de résistance des éprouvettes sont données dans le Tableau 3. On remarque que, des trois systèmes de connexion testés, le système D2 présente une résistance moyenne égale à 53,47 kN et supérieure aux deux autres D1 et D3 qui sont respectivement de 31,79 kN et 47,39 kN. De plus, les valeurs de résistance obtenues pour le type D2 (CV=5,17%) ont moins de dispersion que celles pour les types D1 et D3 (15,23% et 11,37%). Les courbes montrent un comportement qui, sans être très ductile, présente toutefois une résistance résiduelle non négligeable après le pic de résistance.

Le tableau 4 présente le module de glissement de chaque éprouvette obtenu à partir des courbes charge-glisement en appliquant l'expression [1]. Les systèmes de connexion de

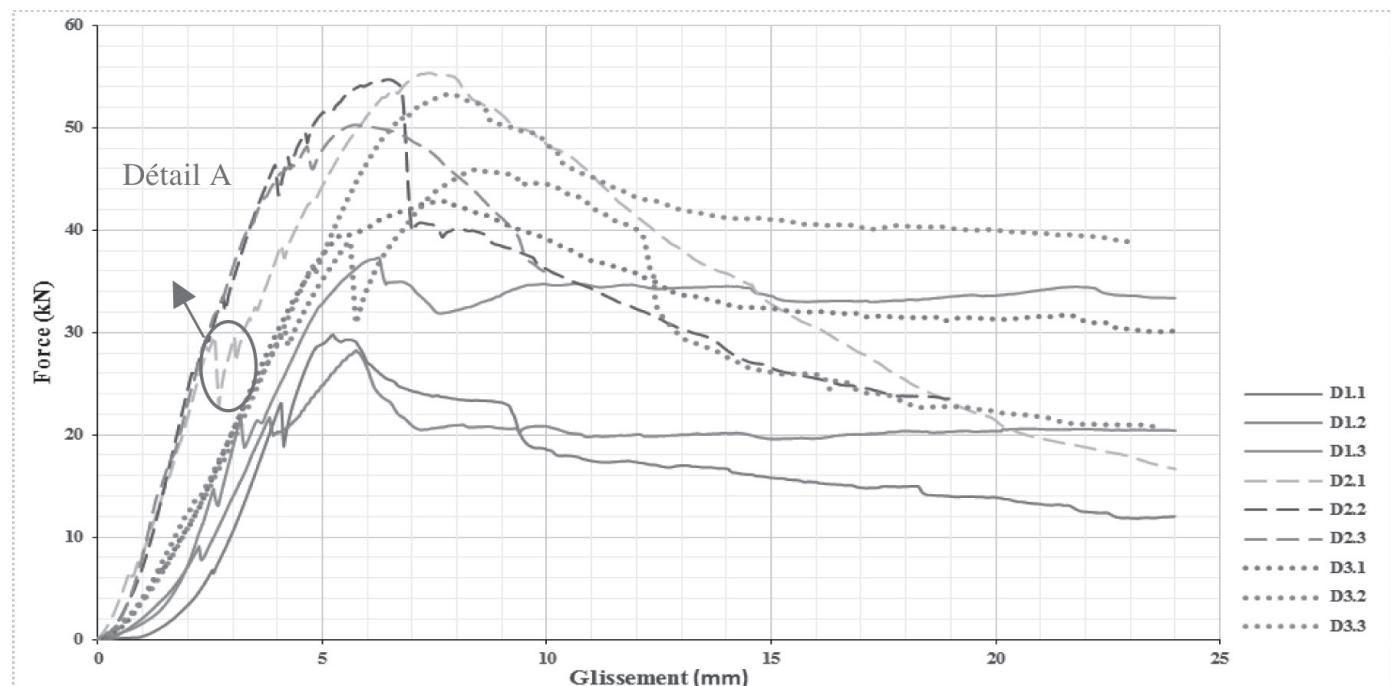


Figure 6. Courbes charge-glisement des différentes éprouvettes

Éprouvettes	D1 (60°)	D2 (120°)	D3 (90°)
1	29,79	55,32	42,84
2	28,27	54,79	45,98
3	37,32	50,29	53,34
Moyenne	31,79	53,47	47,39
Écart-type	4,85	2,76	5,39
CV (%)	15,24	5,17	11,37

Tableau 3. Valeurs des résistances des systèmes de connexion en kN

type D1 et D3 avec barre HA filetée inclinée à 60° et 90° respectivement montrent une rigidité (7,36 kN et 8,09 kN/mm respectivement) inférieure à celle de D2 qui est de 14,24 kN/mm. Néanmoins, le coefficient de variation entre les valeurs du type D3 (90°) est faible (2,86%) par rapport aux types D1 (60°) et D2 (120°).

Des trois systèmes de connexion testés, on observe une rupture par écrasement du béton se trouvant dans l'entaille du bois (Figure 7(a)). Une perte de charge est observée sur toutes les courbes charge-glisement (par exemple détail A Figure 6). L'observation des différents essais montre que ces pertes locales de résistance des éprouvettes en phase de chargement surviennent au moment de la rupture du béton suivi de ruptures ponctuelles de frottement entre la partie basse de l'éprouvette (dalle béton) et le plateau bas de la presse. Pour le système D2, la Figure 7(b) montre qu'il se produit en plus un arrachement de la barre d'acier de connexion du béton de la dalle. Des rotules plastiques se sont développées dans la barre d'acier suivant le type de système de connexion (Figure 7(c)) : Pour les types D1(60°) et D3(90°), on observe 2 rotules (une rotule au niveau de l'interface entre le béton et le fond de coffrage et une rotule au niveau de l'interface entre le bois et le béton dans l'entaille ; pour le type D2, on observe une rotule

Éprouvettes	D1 (60°)	D2 (120°)	D3 (90°)
1	7,42	11,8	7,94
2	5,52	16,45	7,98
3	9,14	14,47	8,36
Moyenne	7,36	14,24	8,09
Écart-type	1,81	2,33	0,23
CV (%)	24,60	16,39	2,86

Tableau 4. Module de glissement des systèmes de connexion en kN/mm

plastique au niveau de l'interface entre le béton et le fond de coffrage. De toutes les éprouvettes testées, on ne note quasiment pas de déformation dans la partie bois.

4. CONCLUSION

Dans la présente étude, des systèmes de connexion sont définis. Ils sont caractérisés par la facilité à mettre en œuvre dans un plancher ou une poutre mixte bois-béton tout en utilisant des matériaux disponibles localement. Les essais push-out ont permis de définir la résistance, la rigidité, la résistance résiduelle et une variabilité des caractéristiques physiques et mécaniques des trois configurations de connexion proposées. Les résultats montrent que le système de connexion formé par l'entaille avec barre d'acier de haute adhérence vissée à 120° par rapport aux fibres de bois est plus résistant et plus rigide que les systèmes renforcés par des tiges fixées à 60° et 90°. Néanmoins, des variations notables sont observées dans les valeurs obtenues.

Ces essais constituent une première étape pour tester la pertinence d'une telle technique de plancher ou de poutre mixtes

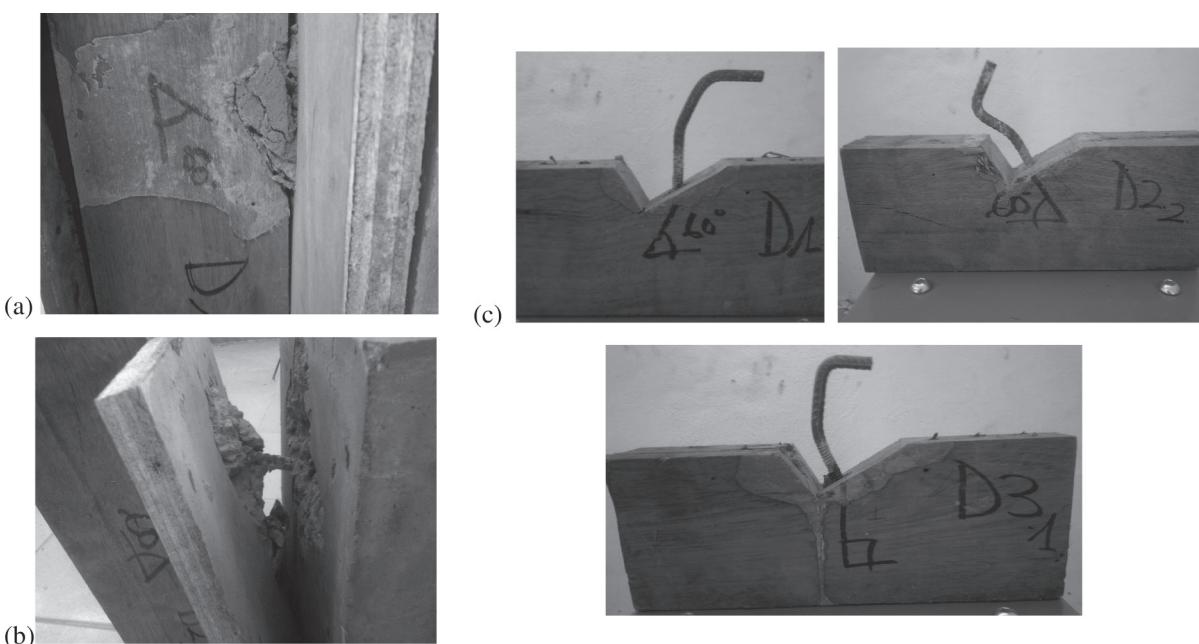


Figure 7. (a) Écrasement du béton dans l'entaille ; (b) Arrachement du béton dans la dalle au droit de la tige ; (c) Rotule plastique observée sur les tiges d'acier des différents systèmes de connexion

bois-béton et leur faisabilité en contexte local. Des essais de caractérisation du bois utilisé sont en cours (flexion, portance locale, compression). Des essais sur la connexion par entaille seule et par barre d'acier seule sont actuellement en cours de réalisation et programmés pour la suite de l'étude afin d'évaluer l'apport de chacune dans le système combiné et de mieux caractériser ces systèmes de connexion. L'utilisation de capteurs LVDT est également prévue pour ces essais afin d'obtenir des valeurs de rigidité plus précises et valider l'hypothèse utilisée ici pour les mesures de déplacement.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [BRA 09] Branco J. M., Cruz P. J., and Piazza M., “Experimental analysis of laterally loaded nailed timber-to-concrete connections,” *Construction and Building Materials*, vol. 23, no. 1, pp. 400–410, 2009.
- [CEC 02] Ceccotti A., “Composite concrete-timber structures,” *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 4, no. 3, pp. 264–275, 2002.
- [COM 09] Comité Européen de Normalisation, “EN 408-Structures en bois - Bois de structure et bois lamellé collé - détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques,” *Brussels (Belgium)*, Février 2009.
- [COM 91] Comité Européen de Normalisation, “EN 26891- Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation,” *Brussels (Belgium)*, Août 1991.
- [FRA 06] Fragiacomo M. and Ceccotti A., “Long-term behavior of timber-concrete composite beams. I: finite element modeling and validation,” *Journal of structural engineering*, vol. 132, no. 1, pp. 13–22, 2006.
- [GER 10] Gerber C., Crews K., Foscolano M., and Agus F., “Development of timber concrete composite flooring in Australia and New Zealand,” in *Proceedings of the world conference on timber engineering, Trentino*, 2010, pp. 1–8.
- [GUR 05] Gurkšnys K., Kvedaras A., and Kavaliauskas S., “Behaviour evaluation of ‘sleeved’ connectors in composite timber-concrete floors,” *Journal of Civil Engineering and Management*, vol. 11, no. 4, pp. 277–282, 2005.
- [GUT 04] Gutkowski R. M., Brown K., Shigidi A., and Naterrer J., “Investigation of notched composite wood-concrete connections,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 10, pp. 1553–1561, 2004.
- [LEB 10] LeBorgne M. R. and Gutkowski R. M., “Effects of various admixtures and shear keys in wood-concrete composite beams,” *Construction and Building Materials*, vol. 24, no. 9, pp. 1730–1738, Sep. 2010.
- [LUK 09] Lukaszewska E., “Development of prefabricated timber-concrete composite floors,” PhD Thesis, Lulea University of Technology, Sweden, 2009.
- [OUD 13] Oudjene M., Meghlat E. M., Ait-Aider H., and Batoz J. L., “Non-linear finite element modelling of the structural behaviour of screwed timber-to-concrete composite connections,” *Composite Structures*, vol. 102, pp. 20–28, Aug. 2013.
- [NEG 10] Negrão J. H. J. de O., Maia de Oliveira F. M., Leitão de Oliveira C. A., and Cachim P. B., “Glued composite timber-concrete beams. II: analysis and tests of beam specimens,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, no. 10, pp. 1246–1254, 2010.
- [YEO 08] Yeoh D. E. C., M. Fragiacomo, Aldi P., Mazzilli M., and Kuhlmann U., “Performance of notched coach screw connection for timber-concrete composite floor system,” *NZ Timber Design J*, vol. 17, pp. 4–10, 2008.
- [YEO 10] Yeoh D. E. C., “Behaviour and design of timber-concrete composite floor system,” PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 2010.

CONFRONTATION DE COMPOSITES TEXTILE-MORTIER (TRC) À RENFORT CARBONE OU ACIER POUR LE RENFORCEMENT D'ÉLÉMENTS DE MAÇONNERIE

CONFRONTATION OF TEXTILE REINFORCED CONCRETE (TRC) WITH CARBON AND STAINLESS STEEL GRIDS FOR STRENGTHENING OF MASONRY

Raphaël CONTAMINE¹, Jean-Patrick PLASSIARD², Pascal PERROTIN²

Université Clermont Auvergne, Université Blaise Pascal, Institut Pascal, BP 20206,

F-63000 Clermont-Ferrand, France,

raphael.contamine@univ-bpclermont.fr

Université de Savoie, LOCIE, CNRS, Polytech Annecy-Chambéry, Savoie Technolac,

F-73000 Chambéry, France

1. INTRODUCTION

Les structures en maçonnerie non renforcées ou sous renforcées représentent une proportion importante des structures en France et dans le monde. Ces ouvrages sont particulièrement sujets à la propagation de macro-fissures importantes, notamment dues au tassement différentiel des fondations (retrait, gonflement des argiles), au vent ou aux sollicitations

sismiques. En réponse, le renforcement par moulage au contact de composites à renfort textile et matrice cimentaire communément nommés textile-mortier (textile reinforced concrete, TRC) s'est développé au cours de ces cinq dernières années [PRO 06], [HAR 10], [FEL 14], [RAZ 14] et [MAL 14]. Dans le cadre du renforcement de structures en béton armé ou en maçonneries, les TRC sont principalement sollicités en traction, même vis-à-vis du renforcement

à l'effort tranchant [CON 13]. Toutefois, la caractérisation en traction directe des TRC n'en est pas moins insuffisante à rendre compte du comportement des composites TRC appliqués au renforcement de structures maçonnées. En effet, des études précédentes ont montrées que le comportement à l'arrachement entre le renfort textile et la matrice n'était pas considéré par la caractérisation en traction directe [CON 11] et [CON 14]. De plus, l'adhérence entre la maçonnerie et le TRC influence aussi le comportement du TRC de renforcement [ORT 06] et [ANT 14]. C'est dans ce contexte qu'un essai permettant de caractériser le comportement en traction directe du TRC ainsi que le comportement de l'ancrage TRC/maçonnerie a été développé. Cet essai permettra d'étudier l'ensemble des paramètres intervenant sur le comportement du TRC de renforcement sollicité en traction. Afin de permettre l'étude du comportement global et local, le champ de déplacement en fonction du chargement a été mesuré par corrélation d'images sur la surface des 15 corps d'épreuves testés. Toutefois, cet article exploite uniquement les résultats liés au comportement global.

Bien que cette étude ait été réalisée à température ambiante, elle constitue une étude préliminaire au développement de TRC résistants à des températures supérieures aux conditions normales : pour des températures supérieures aux températures de transition vitreuse des polymères couramment utilisés dans le domaine du renforcement structural. Dans ce cadre, les renforts textiles des TRC étudiés ne sont pas pré-imprégnés. Les bons résultats obtenus avec des TRC au renfort textile en carbone nous encouragent à innover dans ce domaine et à viser dans cette étude le développement de techniques de réparation par TRC au comportement ductile. Pour parvenir à cet objectif, des TRC renforcés par des tissus en acier inoxydable (TRC acier) sont testés et comparés aux TRC « traditionnels » renforcés par des textiles en carbone (TRC carbone). En effet, la littérature a déjà étudié le renforcement de structures par des TRC aux renforts textile constitués de multi-filaments d'acier, mais ces TRC affichent un comportement fragile [FEL 14], [RAZ 14] et [MAL 14].

2. MATÉRIAUX ET ESSAIS

2.1. Matériaux

La partie maçonnée des corps d'épreuves est réalisée à partir de briques creuses en terre cuite (POROTHERM GF R20®). Le fournisseur indique une classe de résistance RC 80 (1600 MN/ml) et une résistance caractéristique de design minimale "fb" de 10 MPa (pour un dimensionnement aux Eurocodes). Les briques de dimensions 500 mm de long, 299 mm de hauteur et 200 mm de profondeur sont assemblées par un mortier spécial d'un millimètre d'épaisseur.

La matrice des TRC est un mortier cimentaire précédemment développé pour la réparation et le renforcement des structures béton armé par TRC. Cette matrice thixotropique permet le moulage au contact des TRC sur des surfaces de formes et d'orientations quelconques. C'est un mortier formulé à partir d'un liant hydraulique (CEM I 52.5 N HTS), de la chaux vive

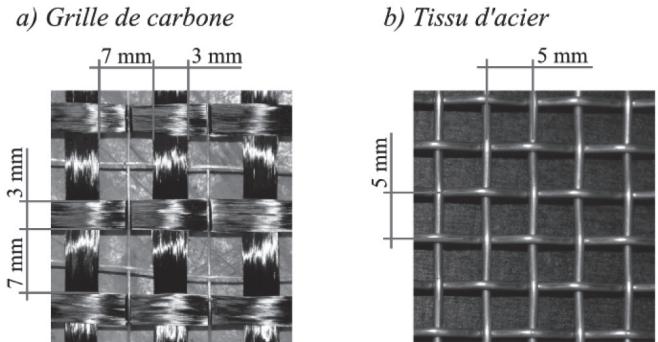


Figure 1. Illustration des deux types de renforts textiles

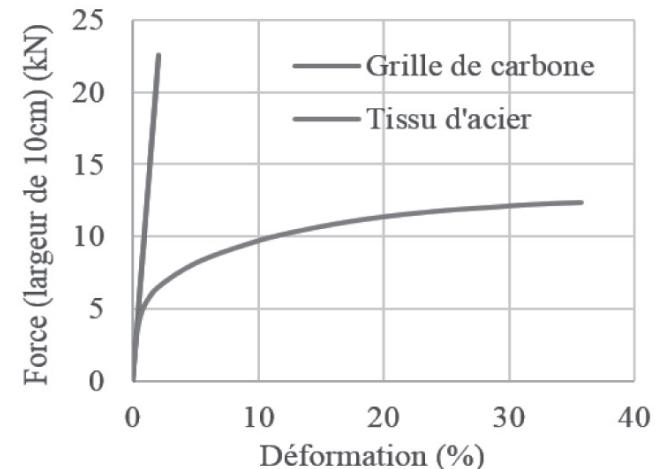


Figure 2. Courbes force-déformation en traction des renforts textiles (données fournisseurs). L'effort est donné pour une largeur de renfort textile de 10 cm.

ultra-fine, de fumée de silice, de sable siliceux 0/400 µm, de sable 400/800 µm et de poudre de polymère redispersible (3% de la masse de liant et des agrégats).

Les plats de composite TRC sont composés de la matrice décrite ci-dessus associée à un renfort textile. Deux types de renforts textiles ont été testés, un en fibres de carbone et un second en fils d'acier inoxydable (Figure 1). La grille de carbone a un espacement de 10 mm entre les multi-filaments (nombre de filaments par multi-filament : 12000, diamètre des filaments : 7 µm, module d'Young : 230 GPa, déformation ultime : 2,1 %, résistance : 4900 MPa, résistance de la grille textile : 226 kN/m) maintenus par des thermo-fils thermocollés. La grille d'acier est réalisée à partir de mono-filaments d'un millimètre de diamètre tissés selon une trame de 5 mm (résistance de la grille : 123 kN/m, figure 2). La rigidité initiale de la grille d'acier est exactement identique à celle de la grille de carbone.

2.2. Essai de caractérisation en traction et arrachement

La géométrie et les conditions limites de cet essai sont illustrées sur la figure 3. Le corps d'épreuve est composé d'une partie maçonnée (deux briques creuses) sur laquelle un plat de TRC est moulé au contact. Afin de permettre l'étude du comportement en traction directe du TRC, le plat de TRC

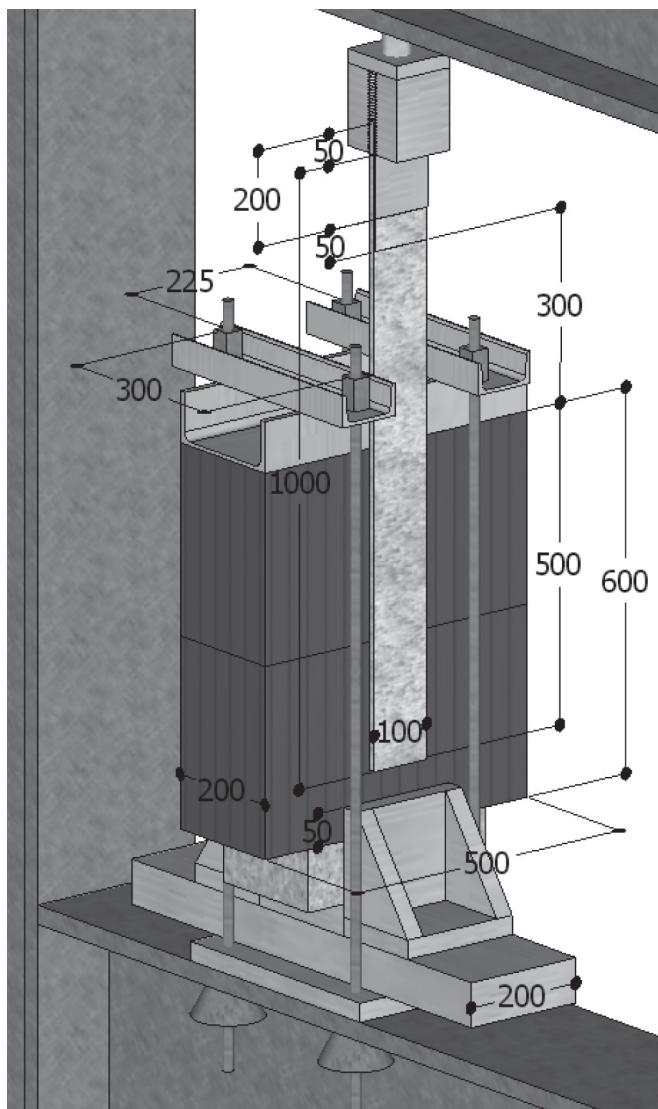


Figure 3. Illustration de l'essai

est prolongé de 500 mm au-delà de la partie maçonnée. Des talons en aluminium sont collés par une résine époxy avec un décalage de 50 mm après la fin du plat TRC. Les TRC sont mis en œuvre selon les conditions de chantier, c'est-à-dire par un moulage au contact à la truelle et sans moule permettant d'assurer une épaisseur constante du composite. Ainsi l'épaisseur des TRC dépend du nombre de couches de renforts textiles ainsi que des imperfections de mise en œuvre.

L'effort est appliqué par un déplacement de 1 mm/min. Le champ de déplacement est mesuré en surface du plat de TRC par corrélation d'images (fréquence de prise d'images : 2 Hz) calculé par le logiciel 7D [VAC 99].

2.3. Structurations de TRC testées

Pour chacun des deux types de renforts textiles testés, une étude paramétrique du taux de renfort a été conduite. Le tableau 1 définit la structuration des TRC testés (type de renfort textile, nombre de couches de renforts textiles dans l'épaisseur du TRC et épaisseur moyenne du TRC).

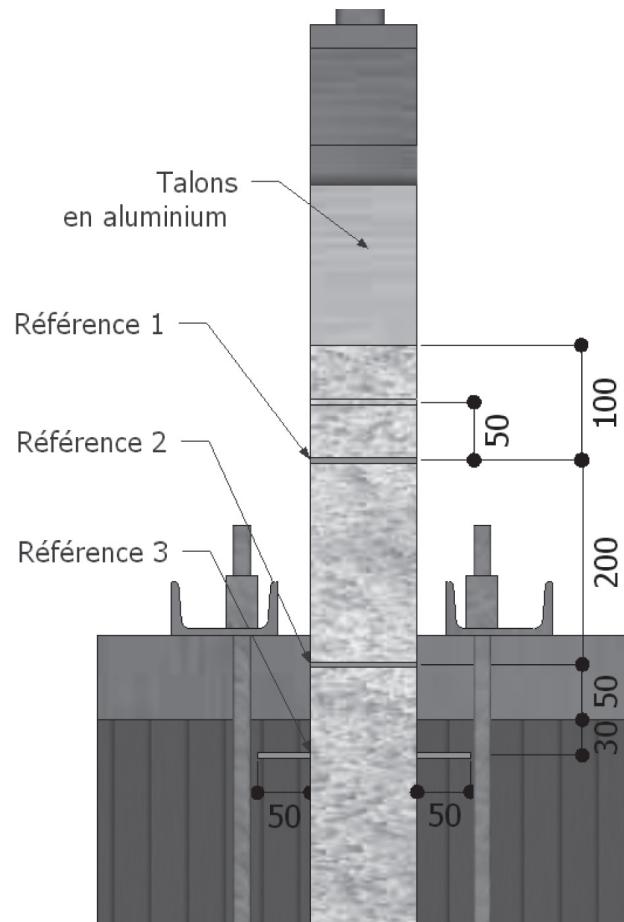


Figure 4. Position des points de référence pour les calculs de déplacement par corrélation d'images

2.4. Exploitation des mesures de champs de déplacement

La corrélation d'images permet de mesurer le champ de déplacement sur la surface des plats de TRC tout au long du chargement (fréquence de mesures de 2 Hz). Le comportement global en traction du TRC est caractérisé par la courbe de l'effort divisé par le nombre de couches de renforts textiles en fonction de la déformation moyenne du TRC. La déformation moyenne est calculée en divisant le déplacement moyen entre les lignes de références 1 et 2 (figure 4) par l'espacement entre ces lignes (200 mm). Le comportement global de l'ancrage entre le TRC et la maçonnerie est caractérisé par les courbes force-déplacement. Le déplacement considéré est celui calculé entre les lignes de références 2 et 3 (figure 4).

3. RÉSULTATS

3.1. Caractérisation en traction

Les courbes charge-déformation de l'ensemble des corps d'épreuves testés sont présentées sur la figure 5. Pour un nombre de renforts textiles identique et une épaisseur proche

Nom des types de TRC	Nom de la structuration de TRC	Épaisseur moyenne des TRC (mm)	Type de textile	Nombre de couches de renforts	Taux de renfort volumique selon la direction longitudinale du TRC (%)
TRC carbone	Carbone-1-i	4	Carbone	1	11,5
	Carbone-1-ii	4	Carbone	1	11,5
	Carbone-2-i	8	Carbone	2	11,5
	Carbone-2-ii	5	Carbone	2	18,5
TRC acier	Acier-1-i	4	Acier	1	39,3
	Acier-1-ii	4	Acier	1	39,3
	Acier-2-i	6	Acier	2	52,4
	Acier-2-ii	6	Acier	2	52,4
	Acier-3-i	7	Acier	3	67,3
	Acier-3-ii	7,5	Acier	3	62,8

Tableau 1. Structuration de TRC testées

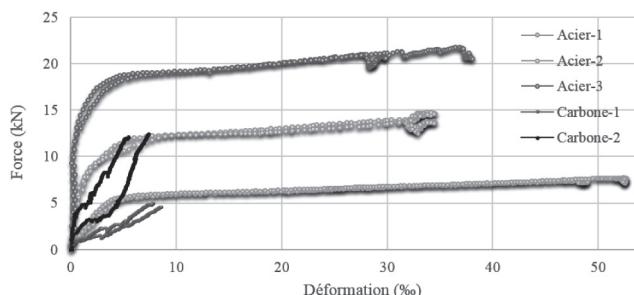


Figure 5. Ensemble des courbes charge-déformation en traction directe

(tableau 1), les TRC acier sont plus rigides que les TRC carbone. Contrairement aux TRC carbone, les TRC acier montrent un comportement ductile marqué. Pour une déformation supérieure à 0,9 % (et respectivement 1,8 %), les TRC carbone « Carbone-1 » (et respectivement « Carbone-2 ») affichent une rigidité globale (rapport entre l'effort et la déformation) inférieure à la rigidité des renforts

textiles en carbone (à l'exception d'un corps d'épreuve Carbone-2, Figure 6). Ainsi la contribution aux performances mécaniques de la matrice cimentaire des TRC carbone est très limitée. Le taux de travail en résistance ($Er\sigma$) des TRC est obtenu en calculant le rapport entre l'effort ultime du TRC et la résistance de ces renforts textiles (donnée par le fournisseur des renforts textiles § 2.1). Le taux de travail ainsi calculé des TRC carbone est très faible (entre 20% et 28%).

En confrontant les figures 6 et 7, il apparaît clairement que contrairement aux textiles carbone, les tissus d'acier permettent à la matrice cimentaire d'apporter une contribution significative aux performances mécaniques des TRC. En effet, pour une déformation inférieure à 10 %, la rigidité globale des TRC acier est significativement supérieure à celle des renforts textiles d'acier. De plus, les intersections entre les courbes charge-déformation des TRC acier et du renfort textile acier interviennent pour une déformation comprise entre 15 et 28 % (comparativement à une déformation comprise 0,9 et 1,8 % pour les courbes des TRC carbone).

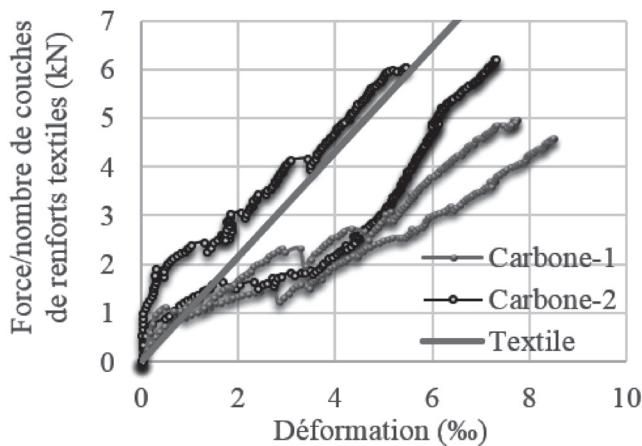


Figure 6. Courbes de la force divisée par le nombre de couches de renforts textiles en fonction de la déformation des TRC carbone

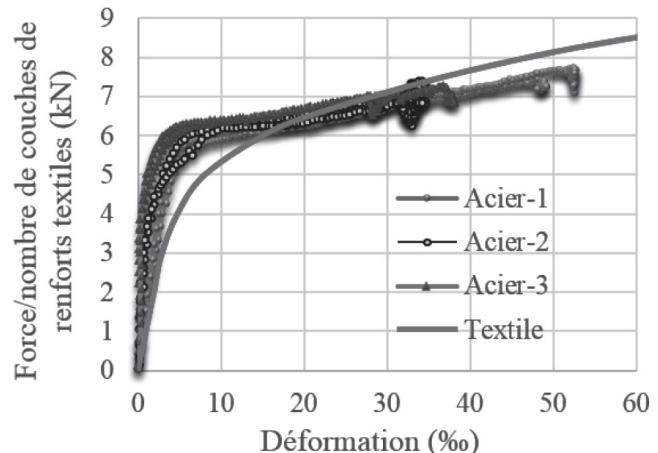


Figure 7. Courbes de la force divisée par le nombre de couches de renforts textiles en fonction de la déformation des TRC acier

Cette différence de comportement entre les TRC carbone et les TRC acier est due à une meilleure adhérence de la matrice cimentaire avec le renfort textile en acier qu'avec le renfort textile en carbone. Cette différence d'adhérence intervient à différentes échelles : la différence d'adhérence entre les matériaux carbone et acier avec la matrice cimentaire, mais aussi la différence entre l'adhérence d'un fil multi-filaments et un mono-fil avec la matrice cimentaire. En effet, la littérature a montré que la matrice cimentaire ne pénètre pas au sein des fils multi-filaments [HEG 06], [HÄU 07] et [CON 14]. Ainsi pour un matériau, une section et un état de surface identique, l'adhérence d'un mono-fil avec la matrice cimentaire est largement supérieure à celle d'un fil multi-filaments. Enfin, la variation de la géométrie structurale du renfort textile intervient aussi sur l'adhérence entre le textile et la matrice. Il a été montré dans la littérature que l'adhérence des tissus avec les matrices cimentaires était supérieure à celle des grilles [PEL 00]. Le taux de travail en résistance des TRC acier est indépendant du nombre de renforts textiles. Bien que ce taux de travail, de $60 \pm 3\%$, soit plus de deux fois supérieure à celui des TRC carbone, il pourra être grandement optimisé.

3.2. Les modes de rupture

L'ensemble des TRC carbone testés ont affiché un mode de rupture localisé sur une fissure prédominante située au début de la zone d'ancrage entre la maçonnerie et le TRC (figure 8). L'étude du comportement local par les mesures de champs réalisées par corrélation d'images a montré que ce mode de rupture intervient par arrachement (pull-out). Ce mode de rupture est déjà largement décrit dans la littérature scientifique [HEG 06], [CON 11], [CON 14] et [CON 15] et. D'autre part, l'ensemble des TRC acier testés ont montré un mode de rupture par une délamination qui se propage le long de l'ancrage des TRC (figure 9). La rupture de l'ancrage intervient lorsque la partie d'ancrage non délamинé devient trop courte pour transmettre l'effort qui lui est appliqué à la maçonnerie.

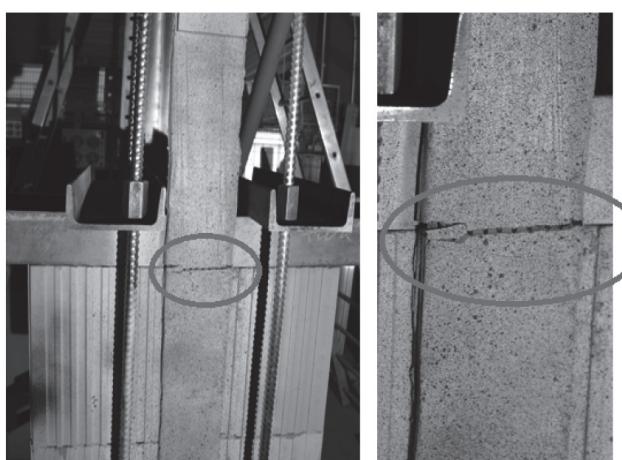


Figure 8. Illustration du mode de rupture du corps d'épreuve « Carbone-1-i », représentatif de l'ensemble des TRC carbone testés.

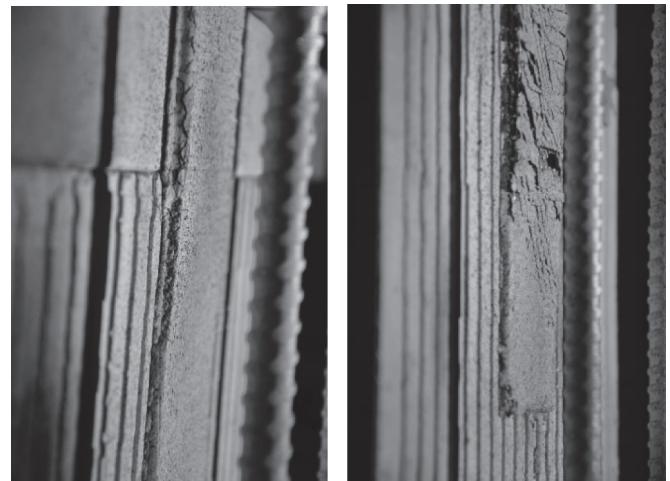


Figure 9. Illustration de la propagation du délamination le long du corps d'épreuve « acier-2-ii », représentatif de l'ensemble des TRC acier testés.

3.3. Caractérisation de l'ancrage

Les courbes charge-déplacement de l'ancrage de l'ensemble des TRC testés sont illustrées sur la figure 10. De même que pour le comportement en traction directe, pour un même nombre de couches de renforts textiles et une épaisseur de composite similaire (tableau 1), les TRC aciers sont significativement plus rigides que les TRC carbone (figure 11). Contrairement aux TRC carbone, les TRC acier montrent un comportement ductile marqué.

Le comportement qualitatif initial des courbes de l'effort/nombre de couches des renforts textiles en fonction du déplacement de l'ancrage des TRC (figure 11) est proche de celui des courbes de l'effort/nombre de couches des renforts textiles en fonction de la déformation en traction directe (figure 6). Toutefois, pour les TRC carbone, contrairement aux courbes de traction directe, la dernière partie des courbes d'arrachement de l'ancrage est non linéaire. Cette non-linéarité est due au mode de rupture par arrachement (pull-out) des TRC carbone [CON 11]. Concernant les TRC acier, contrairement aux courbes de traction directe, la dernière partie des courbes d'arrachement de l'ancrage affiche un effort quasi-constant en fonction de l'augmentation du déplacement (palier de

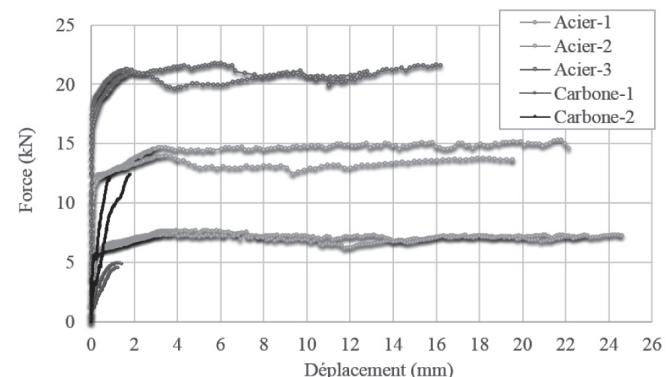


Figure 10. Courbes charge-déplacement de l'ancrage des TRC testés

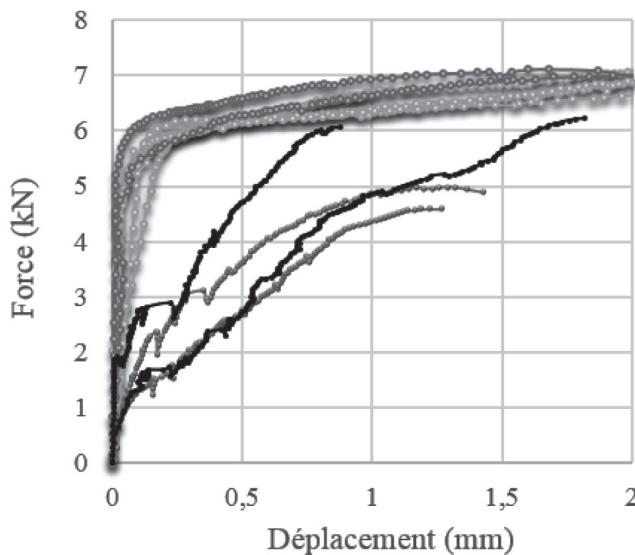


Figure 11. Courbes charge/nombre de couches des renforts textiles en fonction du déplacement de l'ancrage des TRC testés (grossissement sur les 2 premiers millimètres du déplacement)

ductilité). Cette différence de comportement est due au mode de rupture par délamination des TRC-acier. Le palier à effort quasi-constant ne peut pas être observé sur les courbes de traction directe car la délamination se développe le long de l'ancrage pour un effort et une déformation constante de la partie de l'éprouvette sollicitée en traction directe.

4. CONCLUSIONS

Cette campagne d'essais a montré que le renforcement de structures maçonneries par moulage au contact de TRC à renfort textile en acier est technologiquement faisable. Bien que la rigidité initiale du renfort textile en acier soit identique à celle du renfort textile en carbone, les TRC acier affichent une rigidité globale supérieure à celle des TRC carbone. De plus, le taux de travail en rigidité des TRC acier est plus de deux fois supérieure à celui des TRC carbone. Les résultats expérimentaux montrent une différence de comportement post-pic des courbes force-déplacement : un comportement ductile pour les TRC acier et un comportement fragile pour les TRC carbone. Cette différence de comportement n'est pas uniquement liée à la ductilité de l'acier mais elle est principalement liée à la différence de mode de rupture entre les deux types de composites. Les TRC carbone montrent un mode de rupture par arrachement (pull-out) entre le textile et la matrice tandis que les TRC acier rompent par un délaminateur progressif de l'ancrage. Il en résulte principalement que comparativement au TRC carbone, le TRC acier présente les avantages suivants :

- Un mode de rupture ductile et prévisible à « l'œil nu ».
- Une évaluation possible et simple des dommages en cas de sollicitations accidentielles.
- Un mode de rupture entraînant une forte dissipation d'énergie.

Le comportement de la dernière partie des courbes force-déplacement obtenues en traction directe diffère de celui des

courbes obtenues à l'arrachement de l'ancrage. De ce fait, pour les deux types de TRC testés, sujets à un chargement par arrachement, il existe un seuil de chargement au-dessus duquel la seule caractérisation en traction directe du TRC n'est plus appropriée pour le dimensionnement. Dans le cadre du renforcement structural, il est important de noter que le pontage d'une macro-fissure d'une structure par un composite TRC pourra conduire à un chargement par arrachement de ce TRC. Enfin, le TRC acier proposé dans cet article pourra être fortement optimisé. En effet, le taux de travail en résistance de ce TRC reste faible ($60 \pm 3\%$) et la déformation ultime des TRC acier (qui varie entre 3.4 % and 5.3 %) est très inférieure à la déformation ultime des tissus d'acier (36 %).

5. BIBLIOGRAPHIE

- [ANT 14] D'Antino T., Carloni C., Snead L.H., Pellegrino C., « Matrix-fiber bond behavior in PBO FRCM composites: A fracture mechanics approach », *Eng. Fract. Mech.* vol. 117, 2014, p. 94–111.
- [CON 11] Contamine R., Si Larbi A., Hamelin P., « Contribution to direct tensile testing of textile reinforced concrete (TRC) composites », *Mater. Sci. Eng.* vol. 528, 2011, p. 8589–8598.
- [CON 13] Contamine R., Si Larbi A., Hamelin P., « Identifying the contributing mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) in the case of shear repairing damaged and reinforced concrete beams », *Eng. Struct.*, vol. 46, 2013, p. 447–458.
- [CON 14] Contamine R., Junes A., Si Larbi, A., « Tensile and in-plane shear behaviour of textile reinforced concrete: Analysis of a new multiscale reinforcement », *Constr. Build. Mater.* vol. 51, 2014, p. 405–413.
- [CON 15] Contamine R., Si Larbi, A., « Development of a textile reinforced concrete (TRC) to retrofit reinforced concrete structures », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, DOI : 10.1080/19648189.2015.1030089, 2015.
- [FEL 14] De Felice, G., De Santis, S., Garmendia, L., Ghiassi, B., Larrinaga, P., Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Paolacci, F. and Papanicolaou, C.G., « Mortar-based systems for externally bonded strengthening of masonry », DOI 10.1617/s11527-014-0360-1, *Mater. Struct.*, 2014.
- [HAR 10] Harajli M., Eikhatib H., San-Jose J.T., « Static and cyclic out-of-plane response of masonry walls strengthened using textile-mortar system », *J. Mater. Civ. Eng.* vol. 22, n°11, 2010, p. 1171–80.
- [HÄU 07] Häußler-Combe U., Hartig J., « Bond and failure mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) under uniaxial tensile loading », *Cement and concrete composites*, vol. 29, n° 4, 2007, p. 279–289.
- [HEG 06] Hegger J., Will N., Bruckermann O., Voss, S., « Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete », *Mater. Struct.* Vol. 39, 2006, p. 765–776.
- [MAL 14] Malena M., De Felice, G., « Debonding of composites on a curved masonry substrate: Experimental results and analytical formulation », *Compos. Struct.* Vol.112, 2014, p. 194–206.

- [ORT 06] Ortlepp R., Hampel U., Curbach, M., « A new approach for evaluating bond capacity of TRC strengthening », *Cement Concrete Comp.* Vol. 28, 2006, p. 589–597.
- [PEL 00] : Peled A., Bentur A., « Geometrical characteristics and efficiency of textile fabrics for reinforcing cement composites », *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n° 5, 2000, p. 781-790.
- [PRO 06] Prota A., Marcarri G., Fabbrocino G., Manfredi G., Aldea, C. « Experimental in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious matrix grid composites », *J. Compos. Constr.* Vol.10, n°3, 2006, p. 223–33.
- [RAZ 14] Razavizadeh A., Ghiassi B., Oliveira D.V., « Bond behavior of SRG-strengthened masonry units: Testing and numerical modeling », *Constr. Build. Mater.* vol. 64, 2014, p. 387–397.
- [VAC 99] Vacher P., Dumoulin S., Morestin F., Mguil-Touchal S., « Bidimensional strain measurement using digital images ». *Proc Inst Mech Eng.* vol. 2013, 1999, p. 811–7.

ÉTUDE AU SÉISME D'UN RÉSERVOIR SURÉLEVÉ EN BÉTON ARMÉ

SEISMIC ANALYSIS OF A CONCRETE ELEVATED WATER TANK

Hocine HAMMOUM, Karima BOUZELHA, Naceur Eddine HANNACHI

Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri, 15000 Tizi Ouzou, Algérie

CONTEXTE DE L'ÉTUDE

Dans notre précédent article paru aux Annales du BTP (N° 2-3, avril-juin 2010), nous nous sommes intéressés à l'analyse des réservoirs posés au sol de forme circulaire, en se basant sur le modèle d'Housner lequel propose une modélisation de l'effet hydrodynamique, et en prenant en compte l'action sismique représentée par un spectre de réponse proposé par le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Nous avions mis en évidence que la négligence du phénomène hydrodynamique sous-estimait considérablement les contraintes de traction au niveau de la paroi des réservoirs posés au sol. En effet, contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs est nécessaire, quelque soit leur capacité de stockage.

La présente étude, que nous soumettons ici, consacrée aux réservoirs circulaires surélevés en béton armé, s'inscrit dans la continuité des travaux entrepris précédemment. Elle présente une méthodologie pratique de mise aux normes parasismiques des réservoirs surélevés de forme circulaire, au stade de leur conception en bureau d'études. L'approche proposée s'articule principalement sur la prise en compte de deux points essentiels, soit d'une part l'effet hydrodynamique (trop souvent négligé par les ingénieurs praticiens), et d'autre part l'action sismique traduite par un spectre de réponse fourni par le règlement parasismique Algérien.

Le travail que nous présentons dans cette contribution, à l'instar de nos précédents articles publiés dans les *Annales du BTP*, s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession de l'ingénieur civil, par le fait qu'elle a un caractère applicatif. Le lecteur trouvera même un calcul pratique qui illustre bien la méthode de calcul exposée.

1. INTRODUCTION

Les réservoirs surélevés sont considérés comme des structures lourdes dont la plus grande portion du poids est concentrée dans la partie supérieure à une hauteur donnée. Plusieurs travaux de recherche portant sur leur comportement dynamique ont fait l'objet de plusieurs publications, dans le but d'améliorer leur conception et leur résistance vis-à-vis de fortes excitations sismiques.

Les premiers travaux publiés dans ce domaine ont été menés par Hoskin et Jacobsen (1934) [14] qui, en se basant sur le travail de Westergaard (1933) [29] mené sur les barrages poids rectangulaires rigides, conduisirent des études théoriques et expérimentales pour évaluer les pressions hydrodynamiques développées dans les réservoirs rectangulaires soumis à une excitation sismique. Ruge (1938) [26], fut l'un des pionniers dans les recherches menées sur les réservoirs surélevés, en étudiant expérimentalement les effets d'un séisme sur cette catégorie

précise de réservoirs, ce qui a permis de mettre en évidence le couplage entre le fluide et le système réservoir-support élevé. Par la suite, Jacobsen (1949) [18] et Jacobsen et Ayre (1951) [19] étudièrent, de manière expérimentale et analytique, la réponse dynamique de réservoirs cylindriques rigides. Werner et Sundquist (1949) [28] étendirent les conclusions des travaux de Jacobsen aux réservoirs de forme rectangulaires, semi-circulaires, triangulaires et sphériques. Graham et Rodriguez (1952) [7] fournirent une analyse détaillée des pressions hydrodynamiques convectives, liées au ballotement du fluide, et impulsives dans les réservoirs rectangulaires. Vers la fin des années 1950 et le début des années 1960, les travaux de Housner (1957, 1963) [15,16] permettront de formuler la méthode analytique simplifiée, selon laquelle les réservoirs sont remplacés par un système équivalent à deux degrés de liberté, en concentrant la masse de l'ouvrage en deux points (impulsive et convective). Cette méthode, encore employée de nos jours par les ingénieurs de la pratique, a largement répondu à la problématique de la réponse sismique des réservoirs de stockage de liquides. Plus tard dans les années 1970, Epstein (1976) [5] en se basant sur le modèle d'Housner, a développé des formules et des courbes de dimensionnement dans le but d'estimer les moments de flexion et de renversement dans les réservoirs rectangulaires et cylindriques soumis à une excitation sismique. Hunt et Priestley (1978) [17] proposeront une nouvelle méthodologie de calcul des réservoirs (cylindrique et rectangulaire), en tenant compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillation.

À partir des années 1980, Haroun (1980, 1983, 1984, 1985, 1988) [9-13] publia une série de travaux en collaboration avec Housner portant sur le comportement dynamique des réservoirs cylindriques et rectangulaires, et notamment sur l'effet du liquide sur la paroi de la structure, en tenant compte de la déformabilité de cette dernière. Le modèle développé prend en compte certaines insuffisances des précédents modèles trop compliqués pour être employés en ingénierie, en phase de conception ou trop simple pour donner des résultats précis. Davidovici et Haddadi (1981) [2] présentent et comparent quelques méthodes mises au point par les auteurs sus mentionnés, telles que la méthode de Jacobsen et Ayre avec celle de Hunt et Priestley appliquées aux réservoirs cylindriques, puis la méthode de Graham et Rodriguez avec celle de Hunt et Priestley établies aux réservoirs rectangulaires.

Park et al. (1990) [24] fournirent une méthode numérique robuste basée sur la méthode des éléments de frontière et fini, la première est utilisée pour calculer les pressions hydrodynamiques tenant compte du ballotement, tandis que la deuxième est utilisée pour évaluer la réponse de la structure.

Liavaoglu et al. (2006, 2007, 2008) [21-23] et Sezen et al. (2008) [27] ont mené plusieurs travaux qui ont porté sur la l'interaction liquide-structure-sol, en considérant l'effet de l'encastrement et le type de sol sur le comportement sismique de réservoir. Ces travaux sont effectués sur différents types et taille d'ouvrages (support et cuve), et ont conclu que les déplacements de la partie supérieure du réservoir sont affectés sensiblement par l'encastrement dans le cas des sols meubles, mais qu'ils sont plus faibles dans le cas des sols fermes.

Les travaux de Hammoum et al. (2010) [8] se sont intéressés à l'analyse de réservoirs posés au sol de forme circulaire, en se basant sur le modèle d'Housner, et proposent une modélisation de l'effet hydrodynamique, en prenant en compte l'action

sismique représentée par un spectre de réponse proposé par le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Ils mettent en évidence que la négligence du phénomène hydrodynamique sous-estimerait considérablement les contraintes de traction au niveau de la paroi des réservoirs posés au sol. En effet, contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs est nécessaire, quelque soit leur capacité de stockage. La présente étude, consacrée aux réservoirs circulaires surélevés en béton armé, s'inscrit dans la continuité des travaux entrepris précédemment. La méthodologie de calcul exposée en section 2 a un caractère applicatif lié à un environnement pratique de la profession de l'ingénieur civil. Un exemple de calcul pratique présenté en section 3 permet d'illustrer la méthode de calcul exposée.

2. MÉTHODE DE CALCUL

Il est vain de prétendre prémunir un ouvrage contre les effets des séismes par le seul emploi des calculs dits parasismiques. L'expérience a montré que les ouvrages dont la conception a été saine et les règles correctement appliquées ont une probabilité assez élevée de supporter convenablement les secousses destructrices d'intensité modérées. Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de la structure. D'après le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse par accélérogrammes, et la méthode dynamique d'analyse modale spectrale que nous développerons plus loin dans cette section.

Conformément au RPA [3], lors du dimensionnement parasismique d'un château d'eau d'une capacité plus ou moins importante, il est nécessaire d'étudier l'effet hydrodynamique de l'eau sur la structure lorsque la capacité est supérieure ou égale à 1500 m^3 en zone de moyenne (zone II) et forte (zone III) sismicité. L'évaluation des forces hydrodynamiques étant une étape cruciale dans la démarche, nous nous appuyons sur la méthode analytique de Housner afin d'estimer la réponse d'un liquide dans des réservoirs rigides, excités par une action sismique.

2.1. Effet hydrodynamique

Dans le cas d'un château d'eau, nous ne pouvons pas considérer la cuve comme étant rigidement liée au sol et subissant par conséquent la même valeur de l'accélération maximale que le sol, comme cela est le cas pour un réservoir posé au sol [8]. En effet, lorsque la cuve est au sommet d'un support pouvant être une tour ou pilotis, nous devons considérer sa flexibilité. Le calcul approché par la méthode de Housner consiste à décomposer l'action du liquide en deux actions, une action passive provoquant des actions d'impulsion et la seconde action active provoquant des actions d'oscillation [2]. Ainsi la modélisation de l'ensemble du château d'eau est représentée par son équivalent mécanique et son modèle mathématique présentés en Figure 1.

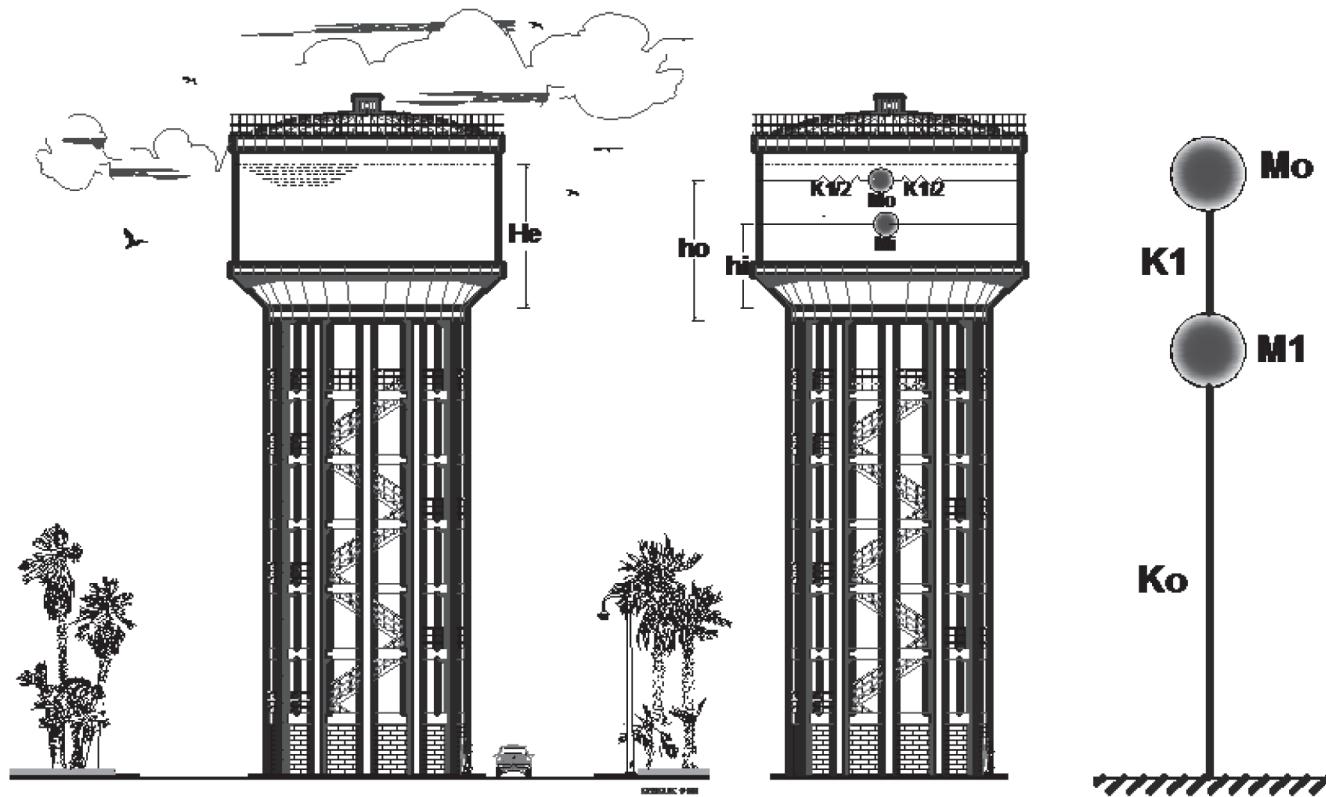


Figure 1 : Château d'eau, son système mécanique équivalent et le modèle mathématique

Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive M_i , réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant la masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois, les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce que l'autre partie de la masse du liquide, dite masse active M_0 , se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant la masse M_0 retenue par des ressorts de raideurs K_0 à un niveau h_0 , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide.

En résumé, la masse totale de l'eau M_e peut être décomposée en une masse passive M_i et une masse active M_0 reliées rigidement d'une part et par l'intermédiaire d'un ressort de constante de rapport K_1 d'autre part.

Dans le modèle mathématique adopté pour le château d'eau (Figure 1) la masse M_0 est reliée à la structure par une tige de même raideur K_1 formant un couplage direct avec M_1 , tandis que M_1 est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel K_0 . Le système est donc à deux degrés de liberté.

2.2. Évaluation des masses M_0 et M_1 , ainsi que leur point d'application

La masse M_1 est composée de la masse inerte (passive) du liquide M_i , de la masse de la cuve vide M_c et enfin d'une partie

de la masse totale du support M_t . Elle est donnée par la formule suivante :

$$M_1 = M_i + M_c + \beta \cdot M_t \quad (1)$$

Le coefficient β est pris égal à $\beta = \frac{33}{140}$ selon Rayleigh à en juger par la relation de la période proposée dans le PS69 révisé 92 [4], comme nous le verrons plus loin dans l'équation (12). Il est bon de signaler que ce coefficient est pris égal à $\beta = \frac{2}{3}$ selon les recommandations de l'American Concrete Institute (ACI) [21] et que (Priestley et al., 1986) [25] recommandent de prendre $\beta = 1$.

La masse inerte (passive) M_i est donnée par la formule suivante :

$$M_i = M_e \cdot \frac{\operatorname{th}\left(\frac{R}{H_e} \sqrt{3}\right)}{\frac{R}{H_e} \sqrt{3}} \quad (2)$$

avec :

M_e : masse de l'eau dans la cuve,

R : rayon intérieur de la cuve,

H_e : hauteur d'eau dans la cuve.

La masse oscillante (active) M_0 est donnée par la formule suivante :

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{H_e} \operatorname{th}\left(1,84 \cdot \frac{H_e}{R}\right) \quad (3)$$

Le niveau d'application h_i des pressions d'impulsion induites par la masse M_i par rapport au fond de la cuve est donné par la relation suivante :

$$h_i = \frac{3}{8} \cdot H_e \quad (4)$$

Le niveau d'application h_0 des pressions d'oscillation induites par la masse M_0 par rapport au fond de la cuve est donné par la relation suivante :

$$h_0 = H_e \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha \cdot \text{th}(\alpha)} + \frac{1}{\alpha \cdot \text{sh}(\alpha)} \right) \quad (5)$$

avec :

$$\alpha = \frac{H_e}{R} \cdot \sqrt{\frac{5}{2}} \quad (6)$$

2.3. Évaluation des raideurs K_0 et K_1

La raideur K_1 de la masse oscillante M_0 est donnée par :

$$K_1 = M_0 \cdot \omega_0^2 \quad (7)$$

La pulsation fondamentale de vibration ω_0 du liquide dans la cuve est donnée par :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \text{th} \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H_e}{R} \right) \quad (8)$$

La raideur K_0 est donnée par la relation suivante :

$$K_0 = M_{\text{tot}} \cdot \omega^2 \quad (9)$$

M_{tot} désigne la masse concentrée au dessus du support représentant la masse de la cuve vide augmentée de la masse de l'eau qu'elle contient.

$$M_{\text{tot}} = M_e + M_c \quad (10)$$

La pulsation fondamentale de vibration ω de la structure peut être estimée à partir de la valeur de la période fondamentale de la structure, donnée soit par des relations empiriques, soit par des méthodes analytiques ou encore par des méthodes numériques. Notons que les relations empiriques proposées par le règlement parasismique Algérien ne sont applicables qu'aux bâtiments. Dans le cas d'un réservoir surélevé, considéré d'une manière réaliste comme un pendule inverse (ie. 50% ou plus de sa masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure), la période fondamentale du premier mode de vibration de la structure est déterminée par la méthode de Rayleigh [4]. Cette dernière assimile le réservoir surélevé à une console verticale dont la masse concentrée est posée sur un support de masse non négligeable, de section transversale et d'inertie constante. Le réservoir est ainsi modélisé mécaniquement comme une seule masse posée sur un support (Voir Figure 2). La période est alors donnée par :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{P \cdot I^3}{3 \cdot g \cdot EI}} \quad (11)$$

avec :

I: moment d'inertie de la section transversale du support,
E: module d'élasticité du béton composant le support,

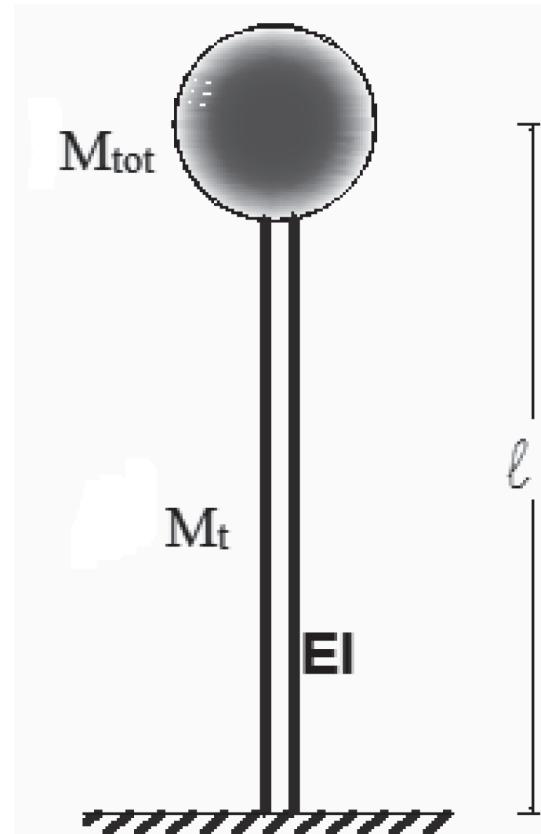


Figure 2 : Réservoir modélisé mécaniquement en une seule masse concentrée sur un support

l: hauteur du centre de gravité de la masse concentrée par rapport à l'encastrement du support.

Le poids P' est défini par :

$$P' = \left(M_{\text{tot}} + \frac{33}{140} \cdot M_t \right) \cdot g \quad (12)$$

La relation donnant la période suppose implicitement, qu'il s'agit d'oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations. C'est-à-dire qu'il s'agit d'oscillations dans lesquelles les diverses masses composant la structure se déplacent parallèlement à un même plan, sans exciter de ce fait les oscillations perpendiculaires à ce plan. Cette condition est satisfaite par les structures présentant un plan de symétrie vertical, comme c'est le cas des réservoirs circulaires. En plus des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (dimensions du réservoir), cette dernière relation (11) fait appel à la rigidité flexionnelle (EI) et à la répartition uniforme du poids du support de la cuve. Ce sont là deux paramètres absents dans les relations empiriques proposées dans le RPA.

A partir de la relation (11), nous déduisons :

$$\omega^2 = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} = \frac{3 \cdot g \cdot EI}{P' \cdot l^3} \quad (13)$$

Tenant compte des relations (9) et (12), Il vient que :

$$K_0 = \left(\frac{M_{\text{tot}}}{M_{\text{tot}} + \frac{33}{140} \cdot M_t} \right) \cdot \frac{3 \cdot EI}{l^3} \quad (14)$$

2.4. Évaluation des pulsations propres

Le système est à deux degrés de liberté et l'équation générale d'équilibre peut être formulée comme suit :

$$\{f_i(t)\} + \{f_a(t)\} + \{f_e(t)\} = \{f(t)\} \quad (15)$$

Nous désignons par $\{f(t)\}$ le vecteur des forces extérieures.

Le vecteur des forces d'inertie $\{f_i(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_i(t)\} = [M].\{\ddot{X}(t)\} \quad (16)$$

Le vecteur des forces d'amortissement $\{f_a(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_a(t)\} = [C].\{\dot{X}(t)\} \quad (17)$$

Le vecteur des forces élastiques $\{f_e(t)\}$ s'écrit :

$$\{f_e(t)\} = [K].\{X(t)\} \quad (18)$$

Le système est non amorti, l'amortissement est supposé nul, par conséquent $\{f_a(t)\} = \{0\}$.

Le système est à oscillation libre (ie. sans chargement extérieur), par conséquent $\{f(t)\} = \{0\}$.

Dans notre cas, nous nous limiterons uniquement à la détermination des modes propres de vibration, et nous n'aurons à considérer que les matrices $[M]$ et $[K]$.

L'équation du mouvement s'écrit alors sous forme matricielle:

$$[M].\{\ddot{X}(t)\} + [K].\{X(t)\} = \{0\} \quad (19)$$

Nous supposerons aussi que le mouvement est de type harmonique, c'est-à-dire décrit sous la forme :

$$\{X(t)\} = \{a\} \cdot \sin(\omega t + \phi) \quad (20)$$

Il vient alors que :

$$\{\ddot{X}(t)\} = \frac{d^2}{dx^2} \{X(t)\} = -\{a\} \cdot \omega^2 \sin(\omega t + \phi) = -\omega^2 \cdot \{X(t)\} \quad (21)$$

L'équation se réécrit comme suit :

$$-[M] \cdot \omega^2 \cdot \{X(t)\} + [K] \cdot \{X(t)\} = \{0\} \quad (22)$$

Ou encore comme suit :

$$[K] - \omega^2 \cdot [M] \cdot \{X(t)\} = \{0\} \quad (23)$$

La solution évidente de l'équation (23) est la solution triviale $\{X(t)\} = \{0\}$. Cette solution correspond à la position initiale non déformée du réservoir. Etant donné que le réservoir oscille, donc se déforme à un instants t donné, il devra avoir un vecteur déplacement $\{X(t)\} \neq \{0\}$.

Alors, pour que ce système d'équations admette une solution non nulle, il faudrait que son déterminant soit nul. C'est-à-dire :

$$[K] - \omega^2 \cdot [M] = 0 \quad (24)$$

[K] et [M] sont des matrices carrées de dimensions (2×2) , s'écrivant comme suit :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 + K_0 \end{bmatrix} \quad (25)$$

Et

$$[M] = \begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} \quad (26)$$

L'équation (24) peut se mettre sous la forme :

$$\begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix} - \omega^2 \cdot \begin{bmatrix} M_0 & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = 0 \quad (27)$$

Ou encore :

$$\begin{bmatrix} K_{00} - \omega^2 \cdot M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} - \omega^2 \cdot M_1 \end{bmatrix} = 0 \quad (28)$$

Le déterminant sera :

$$(K_{00} - \omega^2 \cdot M_0) \cdot (K_{11} - \omega^2 \cdot M_1) - K_{01} \cdot K_{10} = 0 \quad (29)$$

La résolution de cette dernière équation, nous donne les pulsations de vibration des deux modes principaux, qui sont :

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{M_0} + \frac{K_{11}}{M_1} \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{K_{01} \cdot K_{10}}{M_0 \cdot M_1} \right)} \right] \quad (30)$$

Le système présente autant de degrés de liberté que de modes propres. Connaissant les pulsations ω_1 et ω_2 des deux modes propres de vibrations, nous pouvons déduire les périodes correspondantes, comme suit :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \text{ et } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} \quad (31)$$

2.5. Les modes propres

La détermination des modes propres de vibration (vecteurs propres), consiste à l'évaluation du vecteur $\{a\}_1 = \begin{bmatrix} a_{01} \\ a_{11} \end{bmatrix}$ du

premier mode de vibration correspondant à la pulsation ω_1 ; et du vecteur $\{a\}_2 = \begin{bmatrix} a_{02} \\ a_{12} \end{bmatrix}$ du second mode de vibration corres-

pondant à la pulsation ω_2 .

Ceci revient à résoudre, pour le mode « i », l'équation suivante:

$$[K] - \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{a\}_i = \{0\} \quad (32)$$

Ou encore sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} K_{00} - \omega_i^2 \cdot M_0 & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} - \omega_i^2 \cdot M_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a_{0i} \\ a_{1i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (33)$$

Qui s'écrit aussi sous la forme :

$$\begin{cases} (K_{00} - \omega_i^2 M_0) a_{0i} + K_{01} a_{1i} = 0 \\ K_{10} a_{0i} + (K_{11} - \omega_i^2 M_1) a_{1i} = 0 \end{cases} \quad (34)$$

Si nous résolvons le système comme étant un système classique de Cramer, nous obtenons la solution suivante : $a_{0i} = a_{1i} = 0$. Or, comme tout mode propre correspond à une position déformée, la solution doit être différente de zéro. Pour cela, nous donnons une valeur arbitraire à a_{0i} (généralement unitaire, $a_{0i} = 1$), et à partir de l'équation (34) nous déduisons a_{1i} :

$$a_{1i} = -\frac{K_{00} - \omega_i^2 M_0}{K_{01}} \cdot a_{0i} \quad (35)$$

2.6. Évaluation de la force sismique par la méthode dynamique d'analyse modale spectrale

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions le calcul de la structure par la méthode pseudo dynamique qui consiste à considérer la structure comme étant soumise à un effort tranchant qui est fonction de plusieurs paramètres. Dans cette méthode les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux et seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte. La force sismique latérale pour un niveau « k » et pour un mode « i » est donnée par la formule suivante :

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}}{g} \cdot \gamma_i \cdot M_k \cdot a_{ki} \quad (36)$$

Avec :

i : indice désignant le numéro du mode propre.

k : indice désignant le numéro de la masse.

S_{ai} : Accélération du sol au mode « i ».

M_k : Masse du niveau « k ».

a_{ki} : L'amplitude de la masse « k » au mode « i ».

γ_i : Coefficient de distribution modal (mode i) qui est donné par la formule suivante [3] :

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}}{\sum_{k=1}^2 M_k \cdot a_{ki}^2} \quad (37)$$

La résultante de la force sismique de calcul appliquée à chaque masse M_k est obtenue par la combinaison quadratique des valeurs des forces modales comme suit [3] :

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=1}^2 F_{ki}^2} \quad (38)$$

2.7. Calcul de l'accélération S_a

L'accélération S_a imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le règlement parasismique Algérien propose, pour sa détermination, les relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (39)$$

Où A désigne le coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le RPA classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de groupe 1B, c'est à dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine [3].

η est un facteur de correction d'amortissement, lequel est fonction du pourcentage d'amortissement critique dont la valeur dépend du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

R représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Le système de contreventement retenu pour un château d'eau est le système à pendule inverse. Le RPA propose pour valeur du coefficient de comportement global de la structure, R= 2.

Q est le facteur de qualité de la structure.

T_1, T_2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol du site d'implantation.

Le lecteur intéressé par plus de détails sur le choix des différents coefficients cités plus haut peut consulter la référence [3].

2.8. Les déplacements horizontaux des masses

Les déplacements horizontaux des masses M_0 et M_1 , correspondant à chaque mode « i » de vibration sont donnés par les équations suivantes :

$$X_{0i} = \gamma_i \cdot \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \quad (40)$$

Et

$$X_{1i} = X_{0i} \cdot \frac{a_{1i}}{a_{0i}} \quad (41)$$

2.9. Les déplacements verticaux des vagues

L'Eurocode 8 dans sa partie 4 [1], consacrée aux réservoirs énonce que sous l'effet de l'action sismique, le réservoir peut subir des dommages au niveau de la coupole dus à l'effet de vague ou le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de couverture rigide. Il y'a lieu de s'assurer que la capacité du système peut être restaurée jusqu'à un niveau de fonctionnement prédéfini, après les opérations de contrôle des dommages de ses composants et que réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu.

Ainsi, pour les réservoirs cylindriques, la hauteur maximale des vagues, après oscillation correspondant à chaque mode « i », est donnée par la relation suivante [2]:

$$d_{\max, i} = \frac{0.408 R}{\left(\frac{g}{\omega_i \cdot \theta_{oi}} - 1 \right) \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R} \right)} \quad (42)$$

Où θ_{oi} dépend de l'amplitude de vibration, donc du mode « i » :

$$\theta_{oi} = 1.53 \left(\frac{X_{oi} - X_{li}}{R} \right) \cdot \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R} \right) \quad (43)$$

Nous pouvons déduire le déplacement maximal correspondant à l'ensemble des deux modes de vibration, par la somme quadratique suivante:

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max,1}^2 + d_{\max,2}^2} \quad (44)$$

Toujours, selon l'Eurocode 8 [1], la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballottement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord peut être évaluée comme suit :

$$d_{\max, i} = 0.84 \frac{S_{ai}}{g} R \quad (45)$$

2.10. État limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'action sismique à l'état limite ultime, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfait. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou par renversement. Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la structure, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai sur les fondations.

A cet effet, le coefficient de sécurité au renversement F_r , doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.50 \quad (46)$$

Où, M_s et M_r sont respectivement, le moment stabilisant et le moment renversant, lequel est donné par :

$$M_r = F_0 \cdot H_0 + F_1 \cdot H_1 \quad (47)$$

La stabilité au glissement sous la fondation du réservoir est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface fondation - sol. Selon le Fascicule 74 [6], pour les fondations des réservoirs surélevés, sous les combinaisons à l'état limite ultime, l'inégalité suivante est à vérifier :

$$F_0 + F_1 \leq \frac{N_u \cdot \operatorname{tg} \varphi}{1.2} + \frac{c \cdot A}{1.5} \quad (48)$$

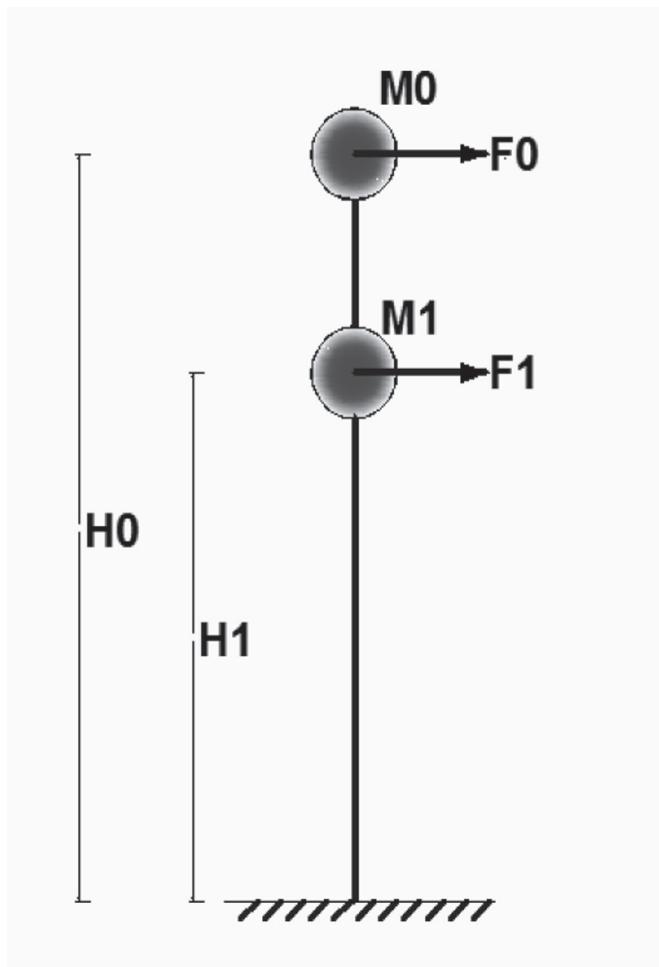


Figure 3 : Les forces sismiques appliquées sur les masses

N_u est la composante verticale des sollicitations en considérant le poids total du réservoir, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai sur les fondations. C et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol de fondation. Quant à A , il désigne l'aire de la partie de la fondation au contact du sol.

2.11. Vérification des contraintes dans la tour du support

Le support en fût est soumis à un effort normal vertical N (représentant le poids de la cuve vide de stockage augmentée du poids de l'eau qu'elle contient ainsi que le poids de la tour du support) et à un moment de flexion dû aux forces sismiques horizontales (F_0 et F_1). Le fût est alors sollicité en flexion composée (M , N). Il se développe, sur les fibres extrêmes du fût, des contraintes normales de compression et de traction, qui peuvent être estimées par la relation suivante.

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad (49)$$

La section de la tour de support (fût) a une forme d'un anneau, et sa section horizontale sera donnée par :

$$\Omega = \frac{\pi}{4} \cdot (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \quad (50)$$

D_{int} et D_{ext} désignent respectivement le diamètre intérieur et extérieur du fût du support du réservoir.

Le moment d'inertie de la tour de support (fût) par rapport à un axe du réservoir passant par le centre de gravité du réservoir sera donné par :

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (D_{ext}^4 - D_{int}^4) \quad (51)$$

v désigne la distance de la fibre la plus tendue du fût par rapport à un axe passant par le centre de gravité du réservoir.

Selon le Fascicule 74 [6], les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues calculées vis-à-vis de l'état limite de service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur de :

$$\sigma_t = 1,10 \cdot \theta \cdot f_{c28} \quad (52)$$

Où :

$\theta = 1$, dans le cas de la traction simple

$\theta = 1 + \frac{2 \cdot e_0}{3 \cdot h_0}$, dans le cas de la flexion plane composée, la force

de traction extérieure ayant une excentricité e_0 inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi ;

$\theta = \frac{5}{3}$, dans les autres cas

Sous combinaison à l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à la plus petite des valeurs suivantes :

$$\sigma_c = \min \left\{ \frac{h_o + 0,55}{3} \cdot f_{c28} ; \frac{130 \cdot h_o}{D_{int}} \cdot f_{c28}^{1/3} ; 0,60 \cdot f_{c28} \right\} \quad (53)$$

Où h_o désigne l'épaisseur de la paroi de la tour du support (fût).

3. APPLICATION PRATIQUE

Comme application pratique pour illustrer la méthode de calcul exposée en section 2, nous analysons un château d'eau de capacité 200 m³ posé sur un support en tour (Figure 4), implanté dans la commune de Tadmait, Tizi Ouzou, Algérie. Il s'agit d'une commune classée zone IIa, de moyenne sismicité, par le règlement parasismique Algérien. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont résumées dans le tableau 1.

Diamètre intérieur de la cuve du réservoir	8,20	m
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve H_e	4,95	m
Hauteur du support du réservoir (fût)	14,50	m
Diamètre intérieur de la tour (fût)	5,00	m
Diamètre extérieur de la tour (fût)	5,40	m
Epaisseur de la tour (fût)	0,20	m
Volume réel du réservoir	200,497	m ³

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé de capacité 200 m³

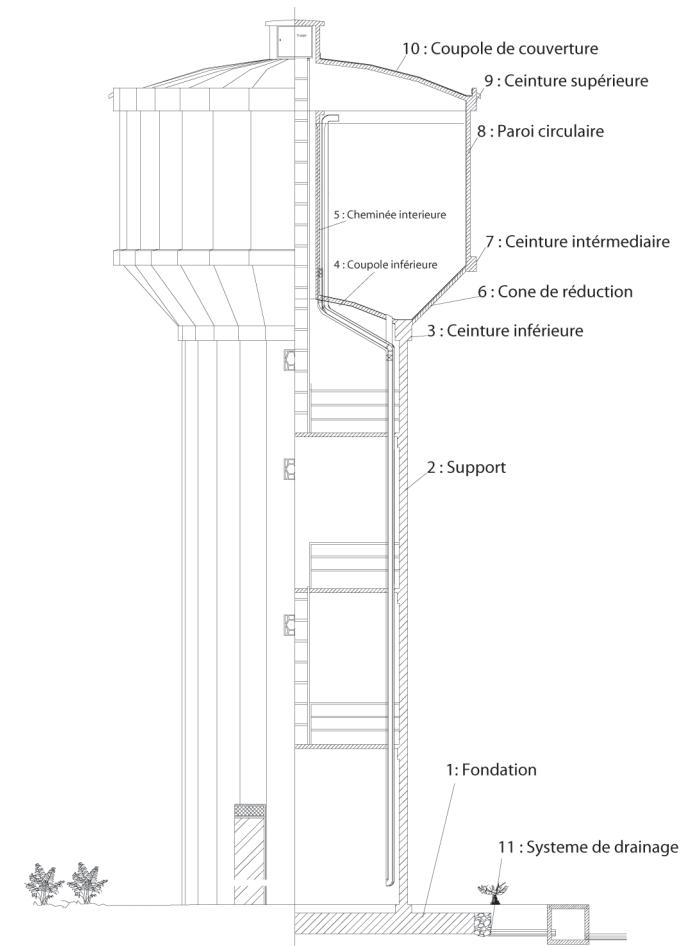


Figure 4 : Vue et coupe du réservoir surélevé de capacité 200 m³

Les masses des différents éléments résistants du réservoir, présentés dans la figure 4, sont évaluées en déterminant leur volume et en considérant que la masse volumique du béton armé est égale à 2,5 t/m³. Les résultats sont consignés dans le tableau 2.

Les masses M_e , M_c , M_{tot} , M_i , M_1 et M_0 sont évaluées par les relations exposées en section 2, et les résultats sont consignés dans le tableau 3.

Les raideurs K_1 et K_0 sont évaluées respectivement par les relations (7) et (9). Les résultats sont consignés dans le tableau 4. Les pulsations ω_1 et ω_2 des deux modes propres de vibrations et les périodes correspondantes, sont données par les relations (30) et (31). Les résultats sont consignés dans le tableau 5.

Le rapport de l'accélération sismique est évalué à partir de la relation (39). Le tableau 6, résume les valeurs des différents paramètres utilisés pour construire le spectre de réponse donné en Figure 5.

Masse réelle de l'eau de la cuve M_e	200,497	Tonnes
Masse de la cuve vide M_c	76,532	Tonnes
Masse totale M_{tot}	277,030	Tonnes
Masse du support (tour) M_1	118,378	Tonnes
Masse inerte M_i	124,747	Tonnes
Masse M_1	229,183	Tonnes
Masse oscillante M_0	51,582	Tonnes

Tableau 3 : Evaluation des différentes masses

N°	Désignation de l'élément résistant	Masse (Kg)
1	Masse de la coupole	13 831,70
2	Masse du lanterneau d'aération	1 483,65
3	Masse de la ceinture supérieure	5 807,04
4	Masse de l'acrotère	2 026,33
5	Masse de la cuve cylindrique	22 815,82
6	Masse de la ceinture intermédiaire	5 807,04
7	Masse du tronc de cône	7 147,12
8	Masse de la coupole inférieure	4 804,20
9	Masse de la cheminée	4 645,63
10	Masse de la ceinture inférieure	8 164,00
11	Masse de la tour de support en voile (fût)	118 378,00
12	Masse du radier	123 150,43
13	Masse de l'enduit ordinaire extérieur	6 481,68
14	Masse de l'enduit ordinaire intérieur	1 784,34
15	Masse de l'enduit étanche intérieur	1 784,34
16	Masse de l'enduit de finition extérieur	6 481,68
17	Masse de l'enduit de la chape de ciment sur tronc de cône et coupole inférieure	522,34
18	Masse de l'étanchéité multicouche sur coupole de couverture	3 430,26

Tableau 2 : Masses des différents éléments résistants du réservoir

Pulsation fondamentale de vibration de l'eau dans la cuve w_o^2	4,29	(rd/s) ²
La raideur K_1	221,428	KN/m
Moment d'inertie « I » de la section du support (en forme d'anneau)	11,06	m^4
Module élastique du béton du support E	32 164 195,120	KN/m ²
La période fondamentale T	0,19	s
La raideur K_0	318 019,425	KN/m

Tableau 4 : Évaluation des raideurs K_0 et K_1

Les modes propres	w_i^2 (rd/s) ²	w_i (rd/s)	T _i (s)
Mode 1	4,29	2,07	3,03
Mode 2	1 388,59	37,26	0,17

Tableau 5 : Evaluation des pulsations et périodes propres

Coefficient d'accélération de zone A =	0,20	Zone de moyenne sismicité, niveau IIa
Pourcentage d'amortissement	10,00	Contreventement en voile de béton armé
Coefficient comportement structure R =	2,00	Structure en pendule inverse
Période caractéristique T ₁ =	0,15	Sol meuble de type S ₃
Période caractéristique T ₂ =	0,50	Sol meuble de type S ₃
Facteur de qualité Q =	1,00	Tous les facteurs sont observés
Facteur de correction d'amortissement =	0,76	Supérieur à 0,7

Tableau 6 : Paramètres utilisés dans le spectre de réponse

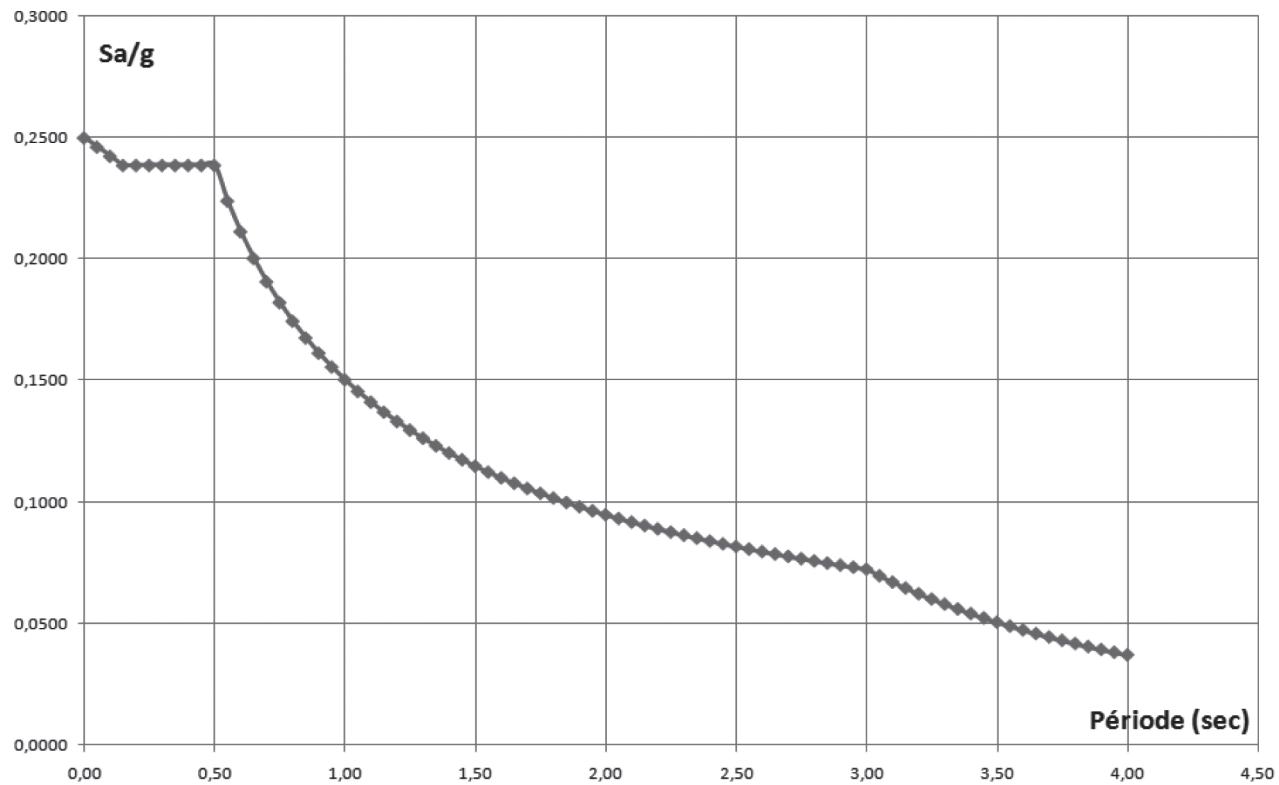


Figure 5 : Spectre de réponse

Connaissant la période de chaque mode propre, nous pouvons déduire l'accélération maximale pour chaque mode à partir du spectre de réponse de la figure 5. La détermination des modes propres de vibration (vecteurs propres), consiste à l'évaluation des amplitudes de chaque masse et pour chaque mode de vibration par la relation (35). Les résultats sont consignés dans le tableau 7.

La force sismique latérale appliquée pour chaque masse « k » et pour un mode « i » est donnée par la relation (36) en fonction du coefficient de distribution γ_i , qui lui est donné par la relation (37). Les résultats sont consignés dans le tableau 8. Lors de l'analyse des sollicitations dynamiques, nous constatons que la contribution du second mode de vibration est plus importante que celle du premier mode pour l'évaluation de la sollicitation résultante maximale.

Les flèches (Figure 6) dues aux masses M_1 et M_0 au mode « i » sont données par les relations (40) et (41). Les résultats sont consignés dans le tableau 9. L'analyse des flèches révèle que le déplacement maximal en tête d'ouvrage se produit au premier mode de vibration.

La hauteur maximale des vagues (Figure 7), après oscillation correspondant à chaque mode « i », ainsi que la hauteur maximale du pic de l'onde de ballottement correspondant à

Les modes propres	T_i (s)	S_{ai}/g	a_{0i}	a_{1i}
Mode 1	3,03	0,072284	1,00	0,0007
Mode 2	0,17	0,239000	1,00	- 322,47

Tableau 7 : Évaluation des vecteurs propres

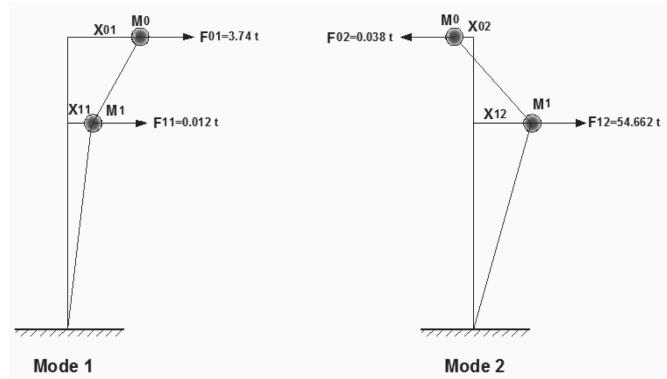


Figure 6 : Flèches des masses M_0 et M_1 pour chaque mode de vibration

Le mode « i »	Le coef. γ_i	F_{0i}	F_{1i}	
Mode 1	1,00	3 740,10	11,60	Kg
Mode 2	- 0,00309885	- 38,15	54 662,25	Kg
Sollicitation maximale résultante		3 740,29	54 662,25	Kg
Point d'application		19,75	17,56	m

Tableau 8 : Évaluation des forces sismiques latérales

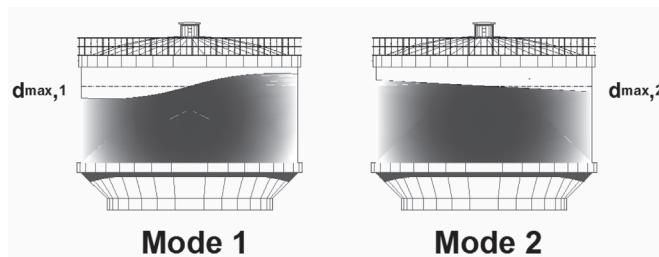


Figure 7 : Hauteur maximale des vagues dans la cuve pour chaque mode de vibration

Les modes propres	X_{0i} (m)	X_{1i} (m)
Mode 1	0,165815	0,000116
Mode 2	- 0,000005	0,001685

Tableau 9 : Évaluation des flèches des masses M_1 et M_0 aux modes 1 et 2

Les modes propres	θ_i	$d_{max,i}$ (m)	d_{max} (m)
Mode 1	0,0604	0,094	0,096
Mode 2	- 0,0006	- 0,016	

Tableau 10 : Évaluation de la hauteur maximale des vagues

l'ensemble des deux modes de vibration, sont donnés par les relations (42), (43) et (44). Les résultats sont consignés dans le tableau 10. Nous remarquons que la contribution du second mode de vibration, pour la détermination de la hauteur maximale du pic de l'onde de ballottement est négligeable devant celle du premier mode.

Pour la stabilité au renversement du réservoir, nous devons vérifier l'inégalité donnée par la relation (46). Les calculs numériques consignés dans le tableau 11, montrent que la stabilité au renversement du réservoir face au séisme est assurée. La résistance au glissement est calculée sous les combinaisons à l'état limite ultime, en utilisant l'inégalité (48). Les calculs

Masse du réservoir lorsqu'il est plein	539,043	tonnes
Rayon extérieur du radier de fondation du château d'eau	5,60	m
Moment stabilisant	29 612 870,83	Nm
Moment de renversement	10 138 846,26	Nm
Coefficient de sécurité	2,92	

Tableau 11 : Évaluation de la stabilité au renversement

F_0 , résultante maximale de la force sismique sur la masse M_0	36 692,27	N
F_1 , résultante maximale de la force sismique sur la masse M_1	536 236,66	N
Force vertical ultime N_u	7 433 849,13	N
Angle de frottement interne du sol de fondation	20,00	°
Cohésion de frottement interne du sol de fondation	5 000,00	N/m ²
Diamètre du radier général du château d'eau	11,20	m
Surface du radier général du château d'eau	98,52	m ²
Résultante de la force horizontale	572 928,93	N
Résultante de la force verticale	2 583 150,99	N

Tableau 12 : Évaluation de la stabilité au glissement

numériques consignés dans le tableau 12, montrent que la stabilité au glissement du réservoir face au séisme est assurée. Les contraintes normales de compression et de traction qui se développent sur les fibres extrêmes du fût sont estimées par les relations (49 à 53). Les calculs numériques consignés dans le tableau 13, montrent que les contraintes admissibles en compression et en traction ne sont pas dépassées.

Poids du réservoir plein à la base de la tour $N =$	4 079 906,91	N
Moment total de flexion du à l'action sismique $M =$	9 737 796,01	Nm
Moment d'inertie de la tour par rapport à l'axe horizontal $I =$	11,06	m ⁴
Distance de l'axe du réservoir jusqu'à la fibre extrême du support $v =$	2,70	m
Surface horizontale totale de la tour de support $\Omega =$	3,27	m ²
Contrainte normale de compression sur la fibre supérieure	3,63	Mpa
Contrainte limite admissible de compression	6,25	Mpa
Contrainte normale de traction sur la fibre inférieure	1,13	Mpa
Contrainte limite admissible de traction	3,85	Mpa

Tableau 13 : Analyse des contraintes dans le fût sous sollicitation sismique

4. CONCLUSION

Sur un exemple réel, cette étude simule l'excitation sismique par l'intermédiaire de l'analyse modale spectrale telle qu'exposée par le RPA, en introduisant l'effet hydrodynamique tel qu'exposé dans le modèle d'Housner. Nous montrons que la démarche de résolution proposée n'est pas complexe d'utilisation, et s'accommode aisément d'une programmation avec Matlab ou tout simplement sur un classeur Excel.

L'analyse des contraintes a mis en évidence l'apparition de contraintes de traction verticales à la base du support de l'ordre de 1,27 Mpa. Ces contraintes auraient été plus importantes si la capacité du réservoir avait été plus grande ou si le réservoir avait été implanté en zone de forte sismicité. Ces contraintes auraient été occultées si l'on n'avait pas considéré l'effet hydrodynamique étant donné que le mode est important. Selon les travaux de Blume et Boyce, l'effet hydrodynamique peut majorer l'effort tranchant à la base du réservoir de façon importante (d'une valeur supérieure à environ 20 %). Dans cet article, nous avons montré que la négligence du phénomène hydrodynamique sous estimait considérablement les contraintes de traction normales verticales agissant dans le support. Contrairement à ce qui est énoncé dans le RPA, la prise en compte de l'effet hydrodynamique dans les calculs des réservoirs, quelque soit leur capacité de stockage et la zone sismique, n'est pas un non sens.

5. RÉFÉRENCES

- [1] CEN, Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, Bruxelles, 1998.
- [2] Davidovici V, Haddadi A. Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de l'ITBTP, 1982; Vol. N° 409.
- [3] DTR B-C 2-48, Règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- [4] D.T.U., Règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.
- [5] Epstein H.I. Seismic design of life liquid storage tanks. Journal of the Structural Division, 1976; 102: 1659-1673.
- [6] Fascicule 74, texte officiel, Construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- [7] Graham E.W., Rodriguez M. Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics. Journal of Applied Mechanics, 1952 ; vol. 19.
- [8] Hammou H, Bouzelha K, Hannachi N.E. Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé, posé au sol. Annales du BTP, 2010; 2-3: 13-22.
- [9] Haroun M.A. Dynamic analyses of liquid storage tanks. EERL 80-04, Earthquake Engineering ResearchLaboratory, California Institute of Technology. 1980.
- [10] Haroun M.A. Vibration studies and Tests of liquid storage tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1983; 11: 19-206.
- [11] Haroun M.A. Stress analysis of rectangular walls under seismically induced hydrodynamic loads. Bull. Seismological Soc. Of Am., 1984 ; 74 : 1031-1041.
- [12] Haroun M.A. Response of tanks to vertical Seismic Excitations. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 1985 ; 13 : 583-589.
- [13] Haroun M.A. Badawi H.S. Seismic behaviour of unanchored ground-based cylindrical tanks. Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, JAPAN, 1988 ; vol. VI.
- [14] Hoskin L.M., Jacobsen L.S. Water Pressure in a tank caused by a simulated earthquakes. Bulletin Seism. Soc. America, 1934 ; 24 : 1-32.
- [15] Housner G.W. Dynamic pressures on accelerated fluid containers. Bulletin of the Seismological Society of America, 1957 ; 47 : 15-35.
- [16] Housner G.W. The dynamic behavior of water tanks. Bulletin of the seismological society of America, 1963; 53: 381-387.
- [17] Hunt B, Priestley M.J.N. Seismic response of elevated water reservoirs. Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering, 1978; 15(2), 68-76.
- [18] Jacobsen L.S., Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluid sur-rounding a cylindrical pier. Bulletin of the Seismological Society of America, 1949, 39 (3), 189-204.
- [19] Jacobsen L.S., Ayre R.S. Hydrodynamic experiments with rigid cylindrical tanks subjected to transient motions. Bulletin of the Seismological Society of America, 1951, 41(4), 313-346.
- [20] Jaiswal O.R. et al, Review of seismic codes on liquid-containing tanks, Earthquake spectra, volume 23, N° 1, February 2007.
- [21] Livaoglu R, Dogangun A. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures, 2006; 22(3): 421-439
- [22] Livaoglu R, Dogangun A. Effect of foundation embedment on seismic behaviour of elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(9): 855-863.
- [23] Livaoglu R. Investigation of seismic behaviour of fluid-rectangular tank-soil/foundation systems in frequency domain. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008; 28(2): 132-146.
- [24] Park J.H, Koh H.M, Kim J. Fluid-structure interaction analysis by coupled boundary element finite element method in time domain. 7th Int. Conf. On Boundary Element Technol. Computational Mechanics Publ. Southampton, England, 1990; 89-92.
- [25] Priestley M.J.N., Davidson B.J., Honey G.D., Hopkins D.C., Martin R.J., Ramsey G., Vessey J.V., Wood J.H., 1986. Seismic Design of Storage Tanks. Recommendation of a study group the New Zealand Society for Earthquake Engineering, New Zealand.
- [26] Ruge A.C. Earthquake Resistance of Elevated Water Towers. Transaction, American Society of Civil Engineering, 1938; 30: 889-938.

- [27] Sezen H, Livaoglu R, Dogangun A. Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks. *Engineering Structures*, 2008; 30: 794-803.
- [28] Werner P.W., Sundquist K.J. On hydrodynamic earthquake effects. *Transactions of American Geophysical Union*, 1949; 30: 636-657.
- [29] Westergaard H.M. Water Pressures on Dams During Earthquakes. *Transaction, American Society of Civil Engineering*, 1933; 98: 418-472.

ANALYSE DU COEFFICIENT DE DUCTILITÉ EN COURBURE DES SECTIONS EN BÉTON ARMÉ INCORPORANT DES GRANULATS RECYCLÉS

ANALYSIS OF CURVATURE DUCTILITY FACTOR OF REINFORCED CONCRETE SECTIONS INCORPORATING RECYCLED AGGREGATES

George WARDEH, Elhem GHORBEL

L2MGC - Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil

Université de Cergy-Pontoise

5 mail Gay LUSSAC

95031 Neuville-sur-Oise

George.wardeh@u-cergy.fr; elhem.ghorbel@u-cergy.fr

1. INTRODUCTION

Le nombre d'ouvrages qui achèvent leur durée de vie ne cesse d'augmenter et l'utilisation de matériaux issus de la démolition est une solution pour minimiser l'approvisionnement à partir de ressources naturelles. De ce fait, de nombreuses études expérimentales ont été réalisées à l'échelle mondiale pour étudier les propriétés des bétons à base de granulats recyclés (Xiao, Li et al. 2005; Xiao, Li et al. 2006; Etxeberria, Mari et al. 2007; Wardeh, Ghorbel et al. 2014). Des études récentes sur le comportement des éléments de structures, fabriqués à partir des bétons de granulats recyclés, ont montré que ces bétons pouvaient être utilisés pour les structures (Ajdukiewicz and Kliszczewicz 2007; Fathifazl, Razaqpur et

al. 2009; Ignjatovic, Marinkovic et al. 2013; Thomas H.-K. Kang, Woosuk Kim et al. 2014). Cependant l'utilisation des granulats recyclés affecte considérablement la carte des fissurations où le réseau de fissures et leur taille augmentent avec le taux de substitution.

Du point de vue des structures, les éléments fabriqués en bétons de granulats recyclés doivent avoir une ductilité adéquate permettant d'éviter la rupture instantanée aux états limites accidentels et sous sollicitations sismiques.

La ductilité peut être définie comme la capacité d'un élément à pouvoir se déformer de façon inélastique en conservant sa capacité portante.

La ductilité d'une section en béton armé peut être estimée par le coefficient de ductilité en courbure, noté μ , qui représente le

rapport entre la courbure ultime correspondant à l'écrasement du béton comprimé et la courbure correspondant à la limite d'élasticité de l'acier tendu (Kassoul and Bougara 2010). Elle est principalement influencée par les caractéristiques du béton et de l'acier aussi bien que par les pourcentages des armatures tendues et comprimées.

L'Eurocode 8 divise les structures en trois classes de ductilité: DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Elle recommande que le facteur de la ductilité en courbure disponible dans une poutre soit supérieur ou égal à une valeur minimale μ_{\min} . De plus, l'EC8 intègre la ductilité dans la vérification du pourcentage maximal d'armatures tendues.

Le présent travail porte sur l'étude du comportement à la flexion de poutres fabriquées avec deux bétons possédant la même résistance à la compression. Le premier est formulé à base de granulats naturels tandis que le deuxième est formulé avec 100% de graviers recyclés issus du recyclage d'un béton de démolition. En outre, le comportement de 118 poutres retrouvées dans la littérature a été étudié. Les résultats expérimentaux en termes de résistance et de flèche ont été comparés aux résultats prédicts par l'EC2. Enfin, l'effet des granulats recyclés sur le coefficient de ductilité locale a été étudié afin d'améliorer la compréhension du comportement des éléments des structures incorporant des granulats recyclés et pouvant être conçus pour des zones de sismicité élevée.

2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1. Matériaux utilisés

Un ciment CALCIA CEM I 52,5 N CE CP2 NF a été utilisé avec un sable naturel roulé (S 0/4) et deux types de graviers. Le premier est un silico-calcaire naturel semi-concassé (G1 4/10 et G2 10/20), tandis que le deuxième est recyclé. Les granulats recyclés sont issus de travaux de démolition et ont été traités dans une plate-forme de recyclage. Ils ont été fournis par COLAS en 2011 en big-bags et ont été tamisés au laboratoire en deux coupures : un gravier GR1 (4/10) et un gravier GR2 (10/20). La masse volumique réelle des granulats et le coefficient d'absorption d'eau à 24h ont été déterminés par la méthode de pycnomètre selon la norme NF EN 1097-6. Ces deux propriétés fondamentales déterminent la quantité d'eau de gâchage du béton et par conséquent ses propriétés physiques et mécaniques.

Les propriétés physiques des granulats naturels et recyclés sont présentées dans le Tableau 1. Nous constatons que les granulats recyclés sont caractérisés par une masse volumique plus faible

et une capacité d'absorption d'eau plus importante que les granulats naturels. Enfin, le superplastifiant utilisé est le Cimfluid 3002 composé de 30% d'extrait sec et de 70% d'eau.

Les barres d'armature utilisées sont de type Haute Adhérence, notées HA. Les valeurs du module d'élasticité et de la limite élastique sont respectivement $E_s=200$ GPa et $f_y=500$ MPa, avec une déformation ultime mesurée de 10%.

2.2. Composition des bétons

Dans le cadre de cette étude deux bétons ont été formulés pour la fabrication de deux séries de poutres : un béton de référence à graviers naturels, noté NAC, et un béton à 100% graviers recyclés appelé RAC100. Les deux bétons sont de classe de consistance S4 et de classe de résistance C35/45 et la méthode de formulation est détaillée dans Wardeh et al (Wardeh, Ghorbel et al. 2014). Le béton de référence a été formulé avec une quantité de ciment de 360 kg/m³ et un rapport E/C de 0,5. Le squelette granulaire a été optimisé en mesurant la compacité de plusieurs mélanges granulaires à l'aide d'une table vibrante. Pour le béton de graviers naturels, les proportions optimales du sable, du gravier G1 et du gravier G2 dans le mélange est telle que $\frac{S}{G1+G2} = \frac{2}{3}$ et $\frac{G1}{G2} = \frac{1}{2}$. Enfin, le dosage

$$\frac{S}{G1+G2} = \frac{2}{3} \quad \frac{G1}{G2} = \frac{1}{2}$$

du superplastifiant a été ajusté expérimentalement afin d'obtenir un affaissement au cône d'Abrams de 18±2 cm.

Pour le béton RAC100, les graviers naturels ont été remplacés, en volume, par les graviers recyclés GR1 et GR2. Les granulats recyclés ont été considérés secs dans la composition et la quantité d'eau absorbée par ces matériaux a été ajoutée à l'eau de gâchage. De plus, compte tenu de la quantité d'eau importante ajoutée à l'eau de gâchage, une quantité supplémentaire de ciment a été ajoutée de telle sorte que le rapport E/C reste constant. Les proportions de ces matériaux sont données dans le Tableau 2. On définit l'eau efficace, E_{eff} , la quantité d'eau totale, E_{tot} , moins l'eau absorbée par les granulats en 24 heures WA24, ($E_{eff} = E_{tot} - E_g$ avec $E_g = WA24 \times M_G$). Nous remarquons à travers les résultats obtenus à l'état frais que les deux bétons satisfont à la maniabilité requise. Nous constatons également une diminution de la masse volumique du béton à graviers recyclés, accompagnée d'une augmentation du volume de l'air occlus. Pour chaque béton, des éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été préparées afin de déterminer leurs propriétés mécaniques. Les résultats des propriétés mécaniques montrent qu'à une résistance à la compression égale, la substitution des graviers naturels par des graviers recyclés affecte la résistance à la traction ainsi que le module d'élasticité.

De plus, 19 formulations de Sato et al. (Sato, Maruyama et al. 2007), 7 formulations de Kang et al. (Thomas H.-K. Kang, Woosuk Kim et al. 2014), 4 de Ignjatovic et al. (Ignjatovic,

	Sable	G1	G2	GR1	GR2
Masse volumique (kg/m ³)	2550	2510	2510	2240	2240
Coefficient d'absorption, WA24 (%)	1,4	1,6	1,8	8,0	6,5
Moule de finesse	2.7	-	-	-	-

Tableau 1. Caractéristiques des granulats

		NAC	RAC100
Dosage	Ciment (kg/m^3)	360	448
	Eau efficace (E_{eff}) (kg/m^3)	180	180
	Eau additionnée (E_a) (kg/m^3)	-	53
	Sable (kg/m^3)	703	930
	Graviers naturels G1 (kg/m^3)	346	-
	Graviers naturels G2 (kg/m^3)	692	-
	Graviers recyclés GR1 (kg/m^3)	-	218
	Graviers recyclés GR2 (kg/m^3)	-	326
	Superplastifiant (l/m^3)	1,25	1,25
	E_{eff}/C	0,50	0,40
	E_{tot}/C	0,50	0,52
	Volume de pâte (%)	29,6	37,8
Propriétés à l'état frais	Masse volumique théorique (kg/m^3)	2280	2155
	Air occlus (%)	$1,8 \pm 0,3$	$2,5 \pm 0,2$
	Affaissement (cm)	$18 \pm 0,7$	$20 \pm 1,4$
Propriétés à l'état durci	Masse volumique réelle (kg/m^3)	$2287 \pm 3\%$	$2159 \pm 1\%$
	f_c (MPa)	$38,6 \pm 0,9$	$39,2 \pm 0,5$
	f_t (MPa)	$3,6 \pm 0,3$	$3,0 \pm 0,4$
	E (GPa)	$39,4 \pm 1,0$	$30,4 \pm 1,1$

Tableau 2. Proportions des compositions de bétons étudiés

Marinkovic et al. 2013), et 17 formulations de Ajdukiewicz and Kliszczewicz (Ajdukiewicz and Kliszczewicz 2007) ont été tirées de la littérature. Puisque les auteurs ne définissent pas le taux de remplacement de la même manière, un nouveau taux de substitution équivalent, nommé r , est introduit dans ce travail. Ce paramètre est défini par l'expression suivante:

$$r = \frac{V_{ra}}{V_{ra} + V_{na}} \quad [1]$$

Avec :

V_{na} : le volume des granulats naturels, V_{ra} : le volume des granulats recyclés.

Le taux, r , est égal à 1 lorsque le sable et le gravier sont entièrement remplacés par des granulats recyclés. Sur la base de cette définition les taux équivalents de substitution pour les bétons étudiés dans ce travail sont 0 pour NAC et 0.4 pour RAC100. Concernant les bétons de la littérature ce taux varie entre 0 et 1.

2.3. Description des poutres étudiées

Deux poutres en béton NAC et deux en RAC100 ont été mises en œuvre. La section transversale est de 20x25 cm et la longueur totale de ces poutres est de 1,70 m pour une portée entre appuis de 1,50 m. Les poutres sont ferraillées longitudinalement avec deux types d'armatures, 2HA14 afin de favoriser la ruine par la plastification de l'acier tendu, et 2HA16 pour que la ruine se fasse par l'écrasement du béton comprimé. Le taux de renoncement pour les deux configurations est $r=0.6\%$ et 0.8% respectivement.

Les caractéristiques géométriques, ainsi que le plan de ferrailage des poutres, sont présentés sur la Figure 1.

De plus, 36 poutres (15x20x220 cm) présentées dans le papier de Sato et al. (Sato, Maruyama et al. 2007), 28 poutres (13x27x270 cm) de Kang et al. (Thomas H.-K. Kang, Woosuk Kim et al. 2014), 9 poutres (20x30x300 cm) de Ignjatovic et al (Ignjatovic, Marinkovic et al. 2013), et 48 poutres

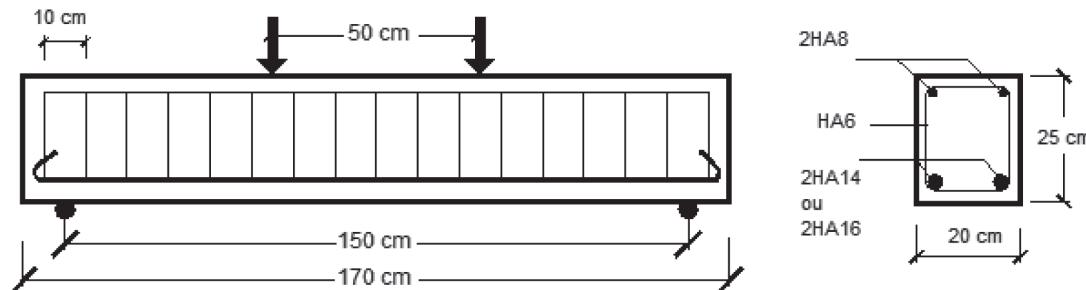


Figure 1. Géométrie et plan de ferrailage des poutres étudiées.

(20x30x240 cm) de Ajdukiewicz and Kliszczewicz (Ajdukiewicz and Kliszczewicz 2007), ont été considérées à titre de comparaison. Pour toutes ces poutres des granulats recyclés ont été utilisés à plusieurs taux de substitution. De plus, ces chercheurs ont utilisé plusieurs taux de renforcement qui varient entre 0.3 et 2.1%.

2.4. Méthodes expérimentales

Les poutres du présent travail ont été testées à la flexion 4 points à l'aide d'une presse 3R de capacité de 300 kN à asservissement mécanique et pilotée à vitesse de déplacement constante de 0.06 mm/s. La flèche à mi-portée a été mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT de 10 cm de course, positionné sur la fibre inférieure. Les poutres tirées de la littérature ont été testées de la même manière.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1. Comportement à la flexion des poutres et schémas de fissuration

Les résultats des essais de flexion sont présentés figure 1 où il peut être observé que la flèche des poutres en béton de graviers recyclés est plus importante que celle des poutres en béton de granulats naturels quel que soit le taux de renforcement. Cette différence s'explique d'une part par la différence des modules d'élasticité et d'autre part par un état de fissuration plus important pour la poutre en béton à graviers recyclés.

Pour toutes les poutres le mode de rupture observé était une plastification de l'acier tendu suivie par l'écrasement du béton comprimé. Vers la fin des tests, des fissures inclinées, dues à l'effort de cisaillement, apparaissaient près des appuis.

Les schémas de fissuration tracés à la fin des essais de flexion, sont similaires d'une manière générale pour toutes les poutres. Il est à noter que les fissures dues au moment fléchissant (fissure

entre les points d'application de la charge) et à l'effort tranchant (fissures inclinées près des appuis) apparaissent à des charges inférieures pour les poutres RAC100 par rapport aux poutres NAC. Il a également été constaté que le nombre de fissures augmente lorsque les graviers recyclés sont employés. Cet état d'endommagement plus marqué est accompagné d'une diminution de l'espacement entre les fissures, d'une augmentation de la largeur de la zone fissurée et sur la fin d'une augmentation de la hauteur des fissures. Les mêmes observations peuvent être généralisées pour les poutres de la littérature.

L'évolution de la somme des fissures en fonction de la charge appliquée est illustrée figure 2. Lorsque le niveau de chargement est faible l'influence des granulats recyclés n'est pas significative. Pour des charges supérieures le nombre de fissures augmente rapidement.

L'augmentation du nombre de fissures traduit une diminution de la rigidité au fur et à mesure de l'augmentation de la charge et dépend de l'adhérence entre l'armature et le béton. L'évolution du nombre de fissures en fonction de la charge peut être modélisée par l'équation suivante:

$$N_{cr} = \alpha (F - F_{cr}) \quad [2]$$

Avec N_{cr} : le nombre de fissures, α un coefficient de corrélation, F : la charge appliquée, F_{cr} : la charge correspondant à l'apparition de la première fissure.

Les résultats de l'équation 1 sont représentés sur la figure 2 où il peut être observé que la pente, α , dépend à la fois de la nature du béton utilisé et du taux de renforcement. Cette pente est évidemment plus importante lorsque les granulats recyclés sont employés avec un taux de renforcement faible.

3.2. Analyse comparative des résultats

Les résultats expérimentaux sont représentés sur la figure 3 pour My et Mu qui correspondent respectivement au moment du début de la plastification de l'acier tendu et au moment ultime. Sur ces figures, les résultats des poutres en granulats recyclés sont représentés par rapport aux poutres de

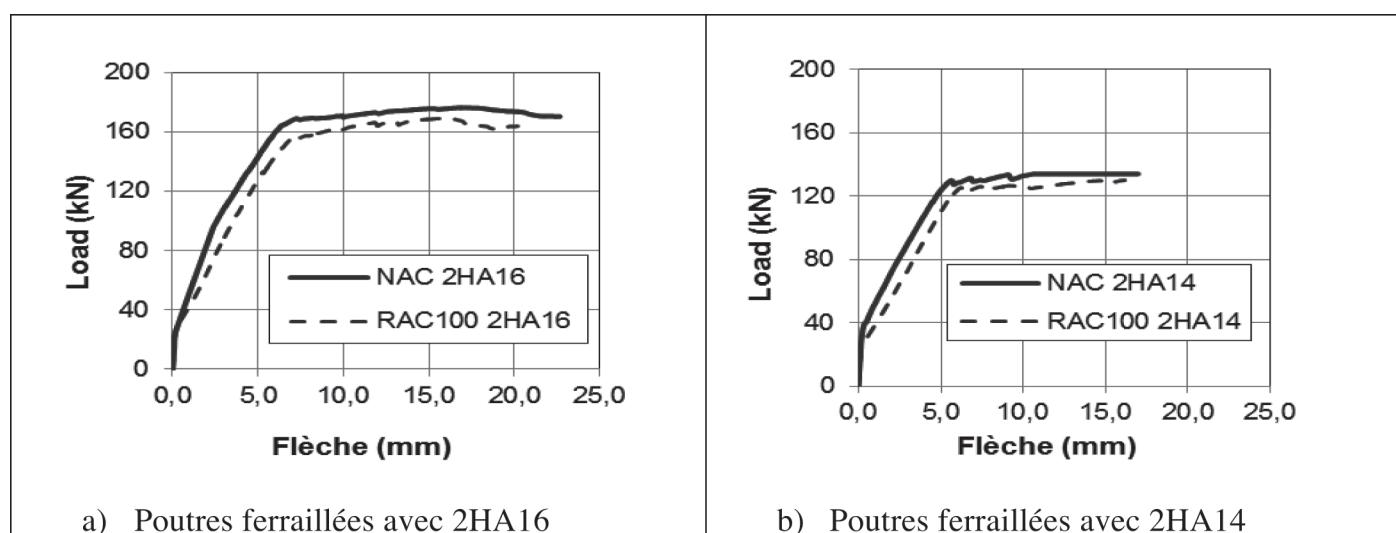


Figure 2 : Courbes force-flèche des poutres étudiées.

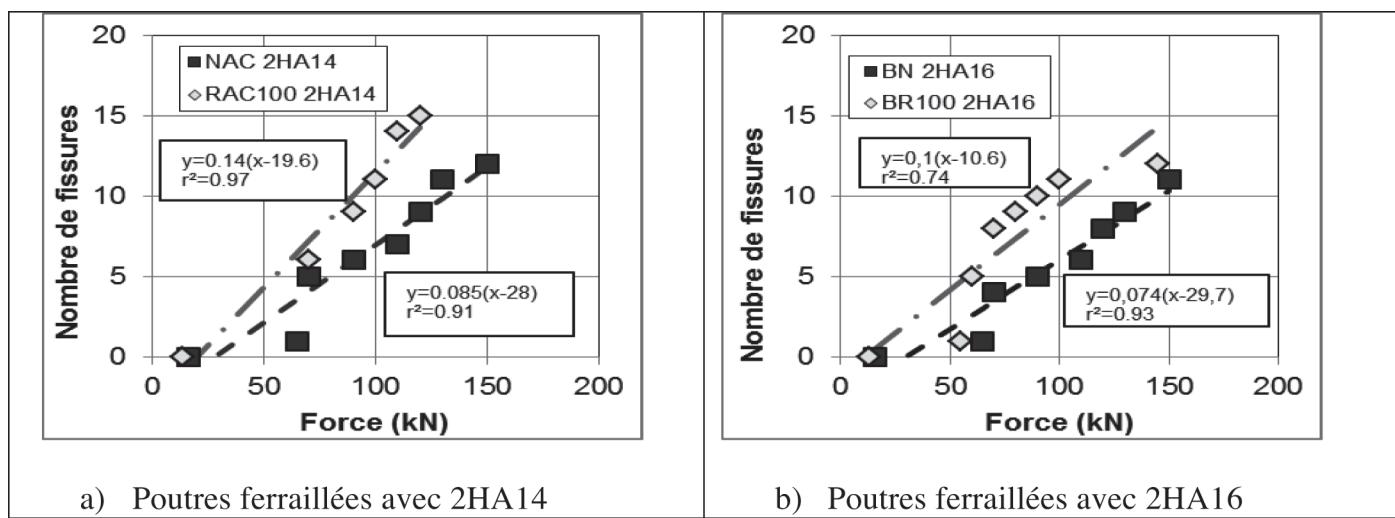
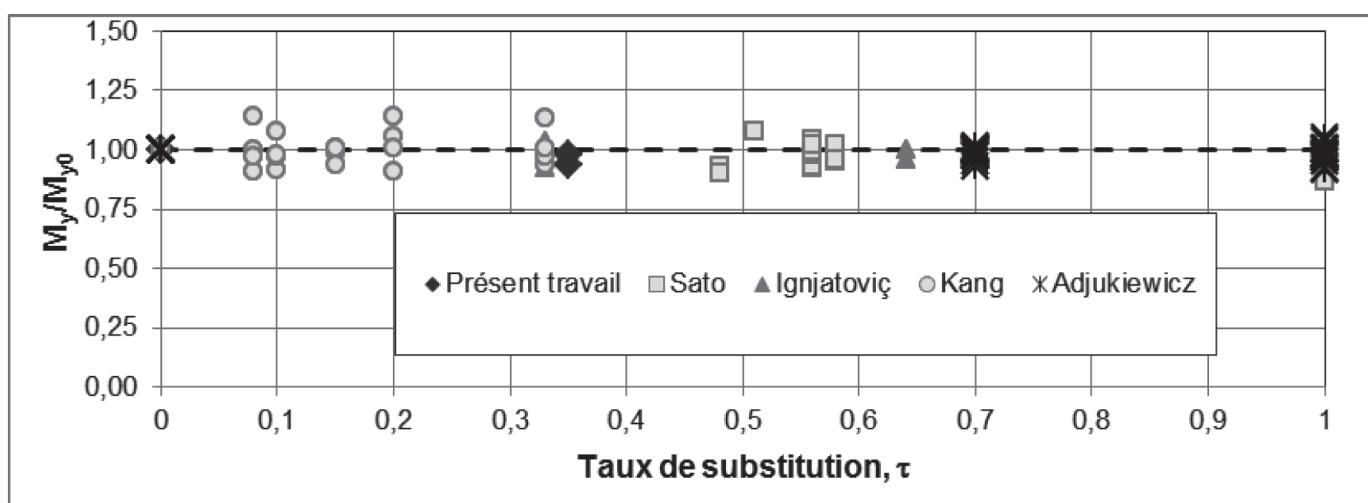
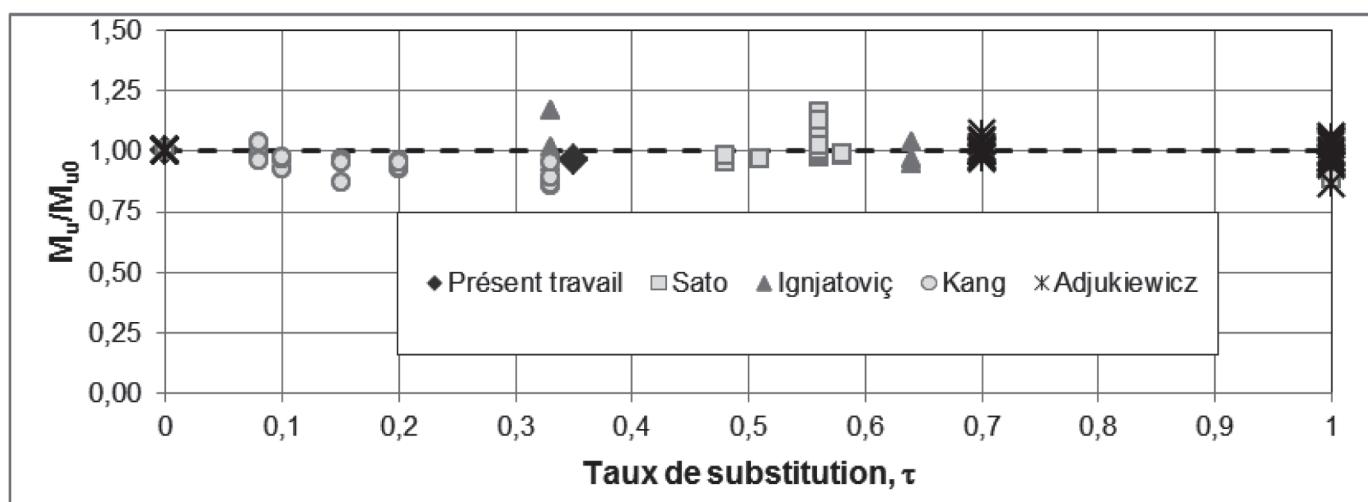


Figure 3 : Evolution du nombre de fissures



a) Influence du taux de substitution sur le moment M_y .



b) Influence du taux de substitution sur le moment M_u .

Figure 4 : Influence des granulats recyclés sur la capacité portante des poutres.

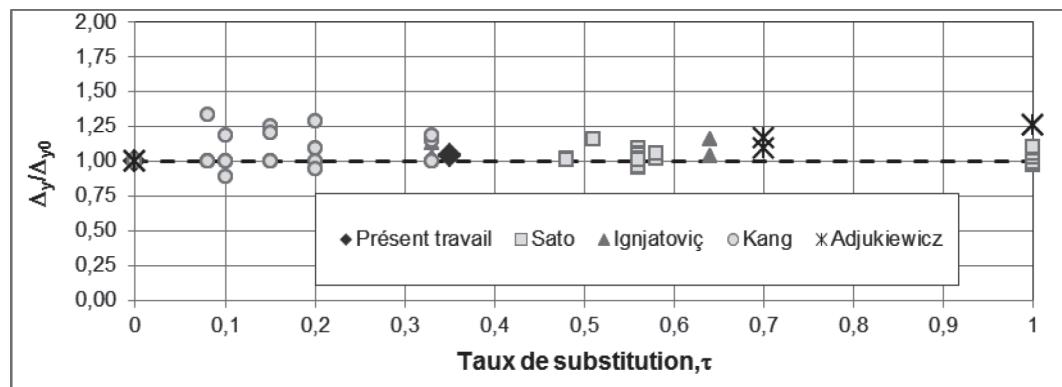


Figure 5 : Influence des granulats recyclés sur la flèche correspondant à My

référence en granulats naturels et en fonction du taux équivalent de substitution, r (cf équation 1). Il peut être constaté que le moment My pour les poutres en granulats recyclés est pratiquement le même que pour les poutres de référence quelque soit le taux de substitution. Le rapport moyen entre les valeurs est de 1.0 avec un écart type de 4%. La faible dispersion des résultats peut être expliquée par le fait que pour chaque série de formulations, le rapport moyen entre la résistance à la compression du béton de granulats recyclés et celle du béton de granulats naturels est de 0.93 avec un écart type de 11%. En ce qui concerne les moments ultimes, l'analyse des résultats montre que le rapport moyen est de 0.99 avec un écart type de 5%. Il est également à noter que le moment de fissuration pour les poutres en béton de granulats recyclés est plus faible que celui des poutres en béton de granulats naturels. Cette diminution s'explique par la diminution de la résistance à la traction lorsque les granulats recyclés sont incorporés dans le béton.

La flèche relative au moment de fissuration diminue en général pour les poutres en béton des granulats recyclés puisque le moment diminue. Sur la figure 4 on peut observer que la flèche D_y correspondant à M_y est plus importante pour les poutres en béton de granulats recyclés. Le rapport moyen D_y/D_{y0} est de 1.04 avec un écart type de 7.5%. Cette légère augmentation peut être expliquée par la faible rigidité des poutres en granulats recyclés par rapport aux poutres de référence.

Enfin, la flèche D_u , relative au moment ultime M_u dépend de la résistance à la compression pour un taux de substitution et un taux de renforcement donnés. En effet, cette flèche diminue quand la résistance à la compression diminue.

4. COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET LES NORMES EC2 ET EC8

La relation contrainte-déformation, s_c - e_c , adoptée par l'EC2 pour le béton est la loi parabole - rectangle (Figure 5.1). La relation complète se donne par l'équation suivante (Eurocode2 2004) :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases},$$

$$n = \begin{cases} 2 & f_c' < 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left[\frac{90 - f_c'}{100} \right]^4 & f_c' \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} [3]$$

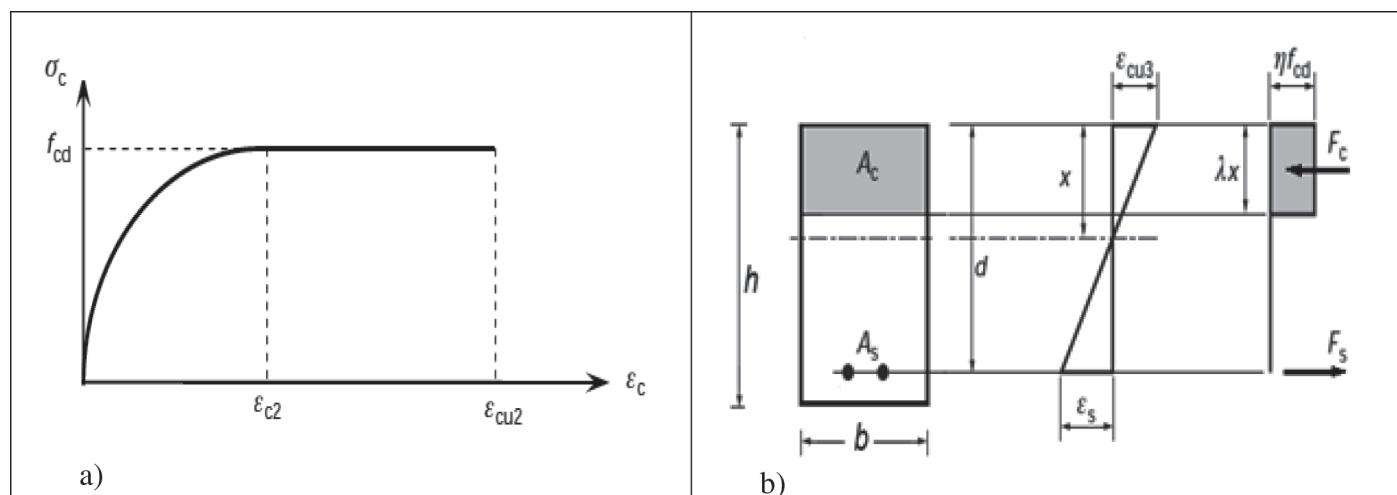


Figure 6 : a) courbe contrainte-déformation du béton, b) comportement d'une section à l'état ultime

La déformation ultime ϵ_{cu2} est donnée par l'expression suivante :

$$\epsilon_{cu2} (\%) = \begin{cases} 3.5 & f_c' \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left(\frac{90 - f_c'}{100} \right)^4 & f_c' > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [4]$$

Pour la zone comprimée dans une section transversale, un diagramme de contraintes uniformes est admis comme l'illustre la figure 5.b avec h et l deux coefficients qui dépendent de la résistance à la compression. Pour $f_{cd} \leq 50 \text{ MPa}$, $h=1$ et $l=0.8$. Pour ce qui concerne l'acier, une relation contrainte-déformation élastoplastique avec un palier horizontal a été adoptée. L'acier de béton armé doit présenter une ductilité adéquate. La valeur caractéristique de la déformation maximale, ϵ_{uk} , dépend de la classe de ductilité choisie et est limitée 2.5% pour la classe A, 5% pour la classe B et 7.5% pour la classe C. Par ailleurs, la valeur de calcul recommandé ϵ_{u0} est égale à 0.9 ϵ_{uk} . Pour la suite du calcul, une classe de ductilité normale, classe A, a été retenue pour l'acier si les résultats d'essais ne sont pas fournis par les auteurs.

Le coefficient de ductilité en courbure d'une section en béton armé est défini par le rapport entre la courbure ultime et la courbure élastique. soit :

$$\mu = \frac{\phi_e}{\phi_u} \quad [5]$$

ϕ_e définit la courbure à la fin de la phase élastique tandis que ϕ_u définit la courbure à la fin de l'état limite ultime correspondant à la rupture de la section par écrasement du béton comprimé avant que la déformation dans les armatures tendues atteigne ϵ_{u0} . La recherche des courbures élastique et ultime revient à déterminer pour une déformation (ϵ_e ou ϵ_s) donnée la position de l'axe neutre qui définit la hauteur du bloc de béton comprimé (Figure 5.b). L'équation de l'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section s'écrit sous la forme :

$$F_C + F_S = 0 \quad [6]$$

Dans le cas d'une section rectangulaire sans armature comprimée, la force dans le bloc du béton comprimé devient :

$$F_C = b \int_0^x \sigma(\epsilon) dx \quad [7]$$

La force équivalente dans les armatures a pour expression :

$$F_S = A_s \sigma_s \quad [8]$$

L'équation 6 est non linéaire et la position exacte de l'axe neutre a été trouvée numériquement par la méthode de Newton à l'aide de la fonction fsolve de Matlab. Les courbures associées aux conditions ultimes et élastiques se donnent par les expressions suivantes :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu2}}{x_u} \text{ et } \phi_e = \frac{\epsilon_{sy}}{d - x_y} \quad [9]$$

Avec x_u : la hauteur du bloc de béton à l'état limite ultime, x_y : la hauteur du bloc de béton au début de la plastification de l'acier tendu et $\epsilon_{sy} = f_y/E_s$, la déformation de l'acier à la fin de la phase élastique.

Pour chaque état de contraintes, le moment interne s'écrit sous la forme :

$$M = F_c(d - x_g)$$

D'où x_g est la position du centre de gravité du béton comprimé par rapport à la fibre supérieure de la section.

L'analyse des résultats montrent que :

A un taux de renforcement donné, la ductilité est d'autant plus élevée que la résistance à la compression est importante, Inversement, pour la même classe de résistance à la compression, la ductilité diminue en augmentant le taux de renforcement,

La ductilité diminue légèrement en augmentant le taux de substitution en granulats recyclés. Pour la même classe de résistance à la compression et le taux de renforcement, la diminution est de l'ordre de 3% si le taux de substitution est égal à 1,0.

La figure 6 représente la variation de la ductilité en fonction du rapport entre le taux de renforcement, r , et le taux de

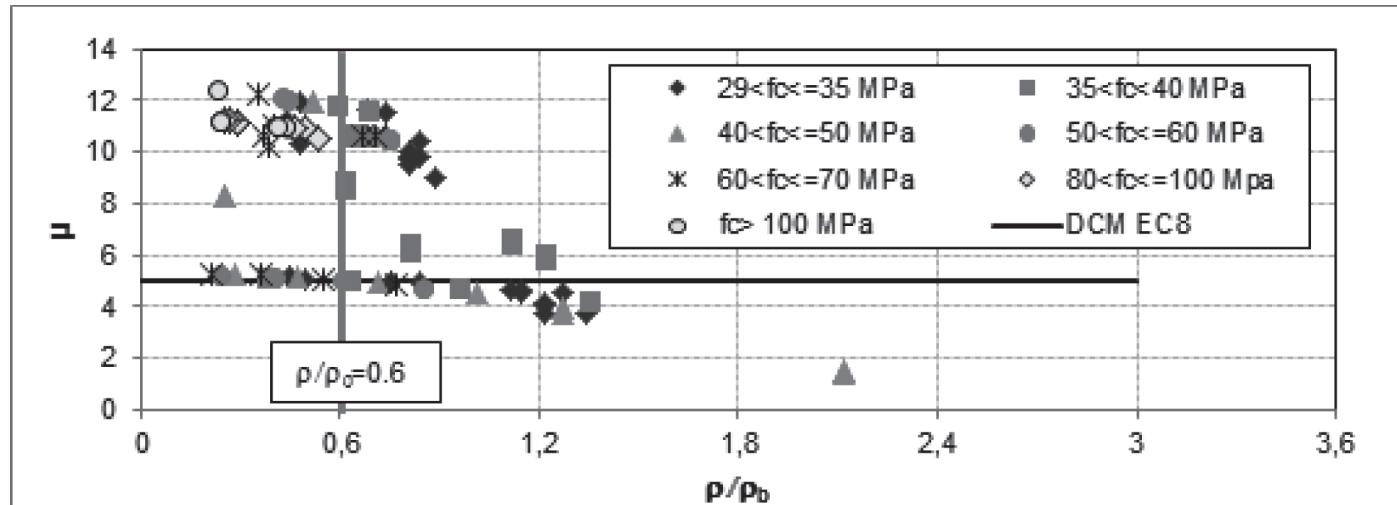


Figure 7 : variation du coefficient de ductilité en fonction de r/r_b

renforcement d'équilibre r_b . A partir des résultats tracés on peut remarquer que pour la même classe de résistance à la compression, la ductilité diminue lorsque le rapport r/r_b augmente. En général et afin de s'assurer d'une classe de ductilité moyenne DCM selon l'EC8 ($\mu > 5$) le rapport r/r_b doit être inférieur à 0.6 indépendamment de la résistance à la compression et de la nature des granulats utilisés.

5. CONCLUSIONS

La résistance à la flexion et la ductilité des poutres en béton de granulats naturels et en béton de granulats recyclés ont été étudiées dans ce travail. L'analyse des résultats conduit aux conclusions suivantes :

à résistance mécanique égale, le béton de graviers recyclés a une résistance à la traction et un module d'élasticité inférieurs à ceux du béton de graviers naturels.

les poutres fabriquées en béton de graviers recyclés ont des résistances ultimes similaires à celles du béton de référence mais avec des flèches et des états de fissuration significativement plus importants.

Les résultats de la résistance à la flexion sont en accord avec les prédictions de l'EC2 en utilisant la loi parabole-rectangle pour le béton et le modèle elasto-plastique parfait pour l'acier.

Les principaux paramètres structuraux qui déterminent la ductilité en flexion sont, pour une classe donnée de la résistance à la compression, le taux de renforcement et le rapport r/r_b .

L'introduction des granulats recyclés n'affecte pas le comportement à la flexion si la résistance à la compression est conservée.

6. BIBLIOGRAPHIE

Ajdukiewicz, A. B. and A. T. Kliszczewicz (2007). «Comparative Tests of Beams and Columns Made of Recycled Aggregate Concrete and Natural Aggregate Concrete.» *Advanced Concrete Technology* 5(2): 259-273.

- Etxeberria, M., A. R. Mari, et al. (2007). «Recycled aggregate concrete as structural material.» *Materials and Structures* 40(5 DO - 10.1617/s11527-006-9161-5): 529-541 LA - English.
- Eurocode2 (2004). *Design of concrete structures_Part 1-1 General rules and rules for buildings*. Paris.
- Eurocode8 (2003). *Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*. Paris.
- Fathifazl, G., A. G. Razaqpur, et al. (2009). «Flexural Performance of Steel-Reinforced Recycled Concrete Beams.» *ACI Structural Journal* 106(6): 858-867.
- Ignjatovic, I. S., S. B. Marinkovic, et al. (2013). «Flexural behavior of reinforced recycled aggregate concrete beams under short-term loading.» *Materials and Structures* 46(6 DO - 10.1617/s11527-012-9952-9): 1045-1059 LA - English.
- Kassoul, A. and A. Bougara (2010). «Maximum ratio of longitudinal tensile reinforcement in high strength doubly reinforced concrete beams designed according to Eurocode 8.» *Engineering Structures* 32(10): 3206-3213.
- Sato, R., I. Maruyama, et al. (2007). «Flexural Behavior of Reinforced Recycled Concrete Beams.» *Journal of Advanced Concrete Technology* 5(1): 43-61.
- Thomas H.-K. Kang, Woosuk Kim, et al. (2014). «Flexural Testing of Reinforced Concrete Beams with Recycled Concrete Aggregates.» *ACI Structural Journal* 111(3): 607-616.
- Wardeh, G., E. Ghorbel, et al. (2014). «Mix Design and Properties of Recycled Aggregate Concretes: Applicability of Eurocode 2.» *International Journal of Concrete Structures and Materials* DO - 10.1007/s40069-014-0087-y: 1-20 LA - English.
- Xiao, J., J. Li, et al. (2005). «Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading.» *Cement and Concrete Research* 35(6): 1187-1194.
- Xiao, J.-Z., J.-B. Li, et al. (2006). «On relationships between the mechanical properties of recycled aggregate concrete: An overview.» *Materials and Structures* 39(6 DO - 10.1617/s11527-006-9093-0): 655-664 LA - English.

CALL FOR PAPERS

fib symposium 2017

Cooperation of Belgian & Dutch Concrete Societies

High tech concrete: where technology and engineering meet!



Maastricht: the European city
June 12 - 14, 2017



fib symposium 2017

The Dutch Concrete Society (Betonvereniging) and the Belgian Concrete Group (Belgische Betongroepering) will jointly organise the annual *fib* symposium in 2017. The event will be held between 12-14 June at the MECC in Maastricht. Besides the Concrete Society and the Concrete Group, Germany will also be represented via the Aachen University.

Symposium theme:

High tech concrete: Where technology and engineering meet!

Topics

- Materials technology
- Modelling, testing and design
- Special loadings
- Safety, reliability and codes
- Existing concrete structures
- Durability and life time
- Sustainability
- Innovative building concepts
- Challenging projects
- Historic concrete



NEW!!!

Project presentations

The organization introduces a new idea for a *fib* symposium! On Tuesday June 13, 2017 there will be additional special sessions on interesting concrete structures. People from practice are invited to submit a project description of max. 200 words and two photos. Those that are accepted to present their project at the symposium will be asked to supply a three page description including interesting photo's. It will be possible to register for only the Tuesday to learn about interesting projects and taste the ambiance of a *fib* symposium!

Abstracts should have a length between 200 – 300 words, must relate to the scope of the conference and need to be written in clear English. Authors of accepted abstracts will receive instructions on the preparation of full-length papers. All submitted abstracts and papers will be fully peer-reviewed by the International Scientific Committee. Accepted papers will be published in the conference proceedings and authors will be required to give an oral presentation at the event.

Scientific Committee

Hugo Corres Peiretti, Spain (Chairman)
Dick Hordijk, The Netherlands (co-chairman)
Luc Taerwe, Belgium (co-chairman)
Josef Hegger, Germany (co-chairman)

György Balázs, Hungary
Nemkumar Banthia, Canada
Oguzhan Bayrak, USA
Konrad Bergmeister, Austria
Hans-Dieter Beushausen, South Africa
Sarah Billington, USA
Túlio Bittencourt, Brazil
Ane de Boer, The Netherlands
Billy Boshoff, South Africa
Emmanuel Bouchon, France
Robby Caspeele, Belgium
Vladimir Cervenka, Czech Republic
Airon Chen, China
Manfred Curbach, Germany
Avraham Dancygier, Israel
Steve Denton, United Kingdom
Marco Di Prisco, Italy
Michael Fardis, Greece
Peng Feng, China
David Fernández-Ordóñez, Spain
Oliver Fischer, Germany
Stephen Foster, Australia
Hans Rudolf Ganz, Switzerland
Petr Hajek, Czech Republic
Steinar Helland, Norway
Sung-Gul Hong, South-Korea
Akio Kasuga, Japan

Johann Kollegger, Austria
Karin Lundgren, Sweden
Koichi Maekawa, Japan
Giuseppe Mancini, Italy
Peter Mark, Germany
Tor Arne Martius-Hammer, Norway
Stuart Matthews, United Kingdom
Alberto Meda, Italy
Boyan Mihaylov, Belgium
Michel Moussard, France
Harald Müller, Germany
Aurelio Muttoni, Switzerland
Antonio Nanni, USA
Tor Ole Olsen, Norway
Pedro de Oliveira Almeida, Brazil
Marisa Pecce, Italy
Brett Pielstick, USA
Giovanni Plizzari, Italy
Theo Salet, The Netherlands
Erik Schlangen, The Netherlands
Johan Silfwerbrand, Sweden
Viktor Sigrist, Switzerland
Jongsung Sim, South-Korea
Tamon Ueda, Japan
José Torero, Australia
Jean Michel Torrenti, France
Thanasis Triantafyllou, Greece
John Vantomme, Belgium
Joost Walraven, The Netherlands
Zhishen Wu, China
Yong Yuan, China

Organising Committee

Hans Moll, The Netherlands (Chairman)
Wiepke van den Burg-de Rooij, The Netherlands
Theo Salet, The Netherlands
Luc Taerwe, Belgium
Josef Hegger, Germany
Anastassia Kastelis, Belgium
David Fernández-Ordóñez (Secretary General fib)

Important dates and deadlines:

September 1, 2016 Submission of abstracts
October 15, 2016 Notification of acceptance
December 15, 2016 Submission of full paper
February 15, 2017 Notification of paper acceptance
June 12-14, 2017 fib symposium

Sponsored by:



bam
Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu



Cement & BetonCentrum



SGS



wagemaker

International fib symposium 2017, Maastricht, The Netherlands
High tech concrete: Where technology and engineering meet!

fib symposium 2017

Cooperation of Belgian & Dutch Concrete Societies

Symposium secretariat

The Organising Committee fib2017 Maastricht
c/o Betonvereniging
P.O. Box 411
2800 AK Gouda, The Netherlands

Tel.: +31 182 532 389
Fax.: +31 182 537 510
info@fibsymposium2017.com
www.fibsymposium2017.com

Abstracts

Please submit your abstract (200 - 300 words) via the symposiums website: www.fibsymposium2017.com

Project presentations

Please submit your project description of max 200 words via the symposiums website: www.fibsymposium2017.com



www.facebook.com/Fibsymposium2017Maastricht



fib symposium 2017

High tech concrete: Where technology and engineering meet!



Concevoir et Construire en BFUP :

Nouvelles applications à grande échelle
Avancées techniques et scientifiques
Retour d'expérience et normalisation

BFUP 2017

Montpellier, du 2 au 4 octobre 2017
Visite technique en option le 5 octobre 2017

Nom : Prénom :

Titre:

Société:

Adresse:

Tél:

E-mail:

Je suis intéressé(e) par le Symposium BFUP 2017 et je souhaite des informations concernant :

l'inscription l'exposition

J'ai l'intention de présenter une conférence

Titre:

J'ai l'intention de présenter un poster

J'ai l'intention de participer à la visite post-conférence

Calendrier

Soumission des résumés	15 septembre 2016
Acceptation des résumés	31 octobre 2016
Soumission des articles	31 janvier 2017
Articles en version finale	30 avril 2017
Envoy des présentations	18 septembre 2017

INFORMATIONS GENERALES

Le Symposium aura lieu à Montpellier du 2 au 4 octobre 2017. Une visite technique de réalisations en BFUP à Montpellier (Pont de la République, panneaux de façades, couverture de la nouvelle gare TGV) est prévue le 3 octobre 2017. Une journée de visite optionnelle post conférence de réalisations en BFUP dans le sud de la France sera proposée le 5 octobre. La langue officielle de travail est l'anglais.

Appel à communications

Les communications, rédigées et présentées en anglais, seront sélectionnées sur la base de leur pertinence et de leur originalité vis-à-vis de la connaissance des BFUP et de leur application réussie ou prometteuse. Si vous souhaitez présenter une communication, votre résumé (1 page – 300 mots) doit parvenir au secrétariat de BFUP 2017 (afgc@enpc.fr) avant le 15 septembre 2016. Les actes seront édités dans la collection de la RILEM.

Exposition technique - Posters

Une exposition technique se tiendra pendant le symposium. Contact : afgc@enpc.fr

Comité d'organisation

Président : Jacques RESPLENDINO (AFGC)

Comité scientifique

Président : François TOUTLEMONDE (IFSTTAR) assisté de 60 experts provenant de 15 pays où les BFUP ont fait l'objet d'applications.



Pont de la République, Montpellier
Photo: Agence Rudy Ricciotti



BFUP 2017

Invitation préliminaire Appel à communications

3^{ème} Symposium International sur les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)

Concevoir et Construire en BFUP:

Nouvelles applications à grande échelle
Avancées techniques et scientifiques
Retour d'expérience et normalisation

Montpellier (France)
2 au 4 octobre 2017



OBJECTIFS

Les Symposiums internationaux BFUP 2009 et 2013 qui se sont tenus à Marseille sous l'égide de la fib, de la RILEM et de l'AFGC, ont mis en évidence les applications des Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP) et les connaissances et savoir-faire techniques associés. Quatre ans plus tard, les projets et les constructions utilisant les BFUP ont connu une nette montée en puissance tant en Europe qu'en Asie et en Amérique du Nord. L'objectif de « BFUP 2017 » est de compléter et actualiser l'expérience acquise dans la connaissance et l'utilisation des BFUP, sur la base des travaux récents en matière de :

- conception de structures, d'éléments et d'ouvrages,
- réalisations industrielles, sur site et en usine,
- applications à grande échelle,
- développement de normes et recommandations.

Le Symposium présentera les toutes dernières réalisations tant en génie civil, en bâtiment que dans le domaine des équipements et infrastructures, qu'il s'agisse de construction neuve ou de réhabilitation. Il analysera les enseignements techniques et organisationnels qui peuvent être tirés de ce retour d'expérience, en termes de conception et calcul, justification de la sécurité, organisation et assurance de la qualité, fiabilité de réalisation, performances atteintes en œuvre et durabilité.

Sans entrer dans le détail des travaux de recherche amont, un point sera fait sur les investigations réalisées en lien avec les réalisations en BFUP, permettant de faire émerger à l'échelle internationale une doctrine technique et scientifique commune de conception et calcul, de spécification des caractéristiques des BFUP et de méthodologie de réalisation des ouvrages et composants.

Le présent appel à communications s'adresse à tous les acteurs de la Construction, maîtres d'œuvre, maîtres d'œuvre, entreprises, industries, sociétés d'ingénierie, architectes, laboratoires, universités, organismes de contrôle, qui sont impliqués dans des réalisations en BFUP et dans les investigations associées. Expliciter les raisons du recours à ces matériaux (esthétiques, techniques, structurelles, économiques ou environnementales) les présentations pourront faire le bilan de l'expérience acquise et en tirer des enseignements pour les réalisations futures.

www.afgc.asso.fr/UHPFRC2017

THÈMES DES COMMUNICATIONS

BFUP 2017 sera consacré à la présentation des réalisations et travaux récents sur les thèmes suivants :

- Applications structurelles en Génie Civil et ouvrages d'art, grands projets, ouvrages maritimes, structures offshore
- Ossatures, couvertures et enveloppes de bâtiments
- Eléments et composants fonctionnels et architecturaux
- Renforcement, réhabilitation
- Durabilité (caractérisation, retours d'expérience, utilisations dans des environnements agressifs)
- Développement Durable, emploi de constituants locaux, Analyse de Cycle de Vie, recyclage
- Résistance en conditions extrêmes (feu, séisme, chocs, impacts,...)
- Mise en œuvre, application in situ, qualité et contrôles
- Recommandations, codes et normes nationaux et internationaux, assurances et contrats
- Modélisations avancées, méthodes simplifiées, calculs et justifications, fiabilité
- Champs d'innovation et d'applications prometteuses, nouveaux marchés, exigences techniques associées et besoins de recherche.



Mantilla
Photo: Eiffage Génie Civil

AFGC

A l'attention de Nadjet BERRAHOU-DAOUD

15, rue de la Fontaine au Roi

75127 – PARIS Cedex 11

FRANCE



Sommaire

Présentation

1. Un constat
 2. Des secteurs industriels créateurs d'emplois et de richesses
 3. Une éducation adaptée
 4. Electrification de l'Afrique et développement
 5. Les NTIC
 6. Les référentiels techniques
- 6.1. Normalisation*
- 6.1.1. Les principes de la normalisation
 - 6.1.2. La normalisation en Afrique
 - 6.1.3. Coopération en matière de normalisation
- 6.2. Règlements techniques*
- 6.3. Spécifications techniques*
-
7. La chaîne du progrès, les référentiels techniques et le développement
 8. Notre contribution
 9. En Afrique francophone
 10. Conservation du patrimoine bâti en béton
- 10.1. Le constat*
- 10.2. Thème de coopération*
11. Infrastructures de transport
- 11.1. Le constat*
- 11.2. Thème de coopération*
12. Mobilisation

Annexe 1 : Comité Directeur
Annexe 2 : Références

Présentation

Développement en Afrique

Accès des jeunes à l'emploi et référentiels techniques

Dans les prochaines décennies, l'Afrique comptera plus de 2 milliards d'habitants dont la moitié, près d'1 milliard, sera constituée par des jeunes de moins de 25 ans. Le flux de jeunes arrivant sur le marché du travail dépassera les 20 millions par an. Le secteur public ne pourra pas l'absorber.

L'accès des jeunes à l'emploi est une priorité absolue. C'est une condition nécessaire pour éradiquer la pauvreté et assurer la paix et le progrès. Pour relever ce défi majeur, il y a lieu d'agir sur deux plans simultanément :

- Donner aux jeunes une éducation adaptée qui les prépare au monde du travail ;
- Développer une stratégie de croissance favorisant l'émergence de secteurs créateurs d'emplois et de richesse.

Les secteurs industriels, quoi qu'ils soient, reposent sur quatre piliers fondamentaux :

- une éducation adaptée pour les jeunes,
- l'électrification du continent,
- les nouvelles technologies de l'information et des communications,
- des référentiels techniques adaptés au contexte africain.

Nous sommes prêts à apporter notre concours, à la hauteur de nos moyens, pour l'édification de ces piliers. Le thème "*Accès des jeunes à l'emploi et le développement en Afrique*" occupe aujourd'hui une place centrale dans nos activités de coopération. Nous intervenons en mobilisant nos spécialistes et nos réseaux régionaux. Un principe fondamental régit nos actions :

- Nous agissons par objectifs dans la continuité et le respect de la notion de chaîne du progrès (§ 7) ;
- Nous évitons les actions ponctuelles, les rencontres ou les actions sans lendemain ;
- Nous opérons en notre qualité de partenaire officiel de l'UNESCO, dans le respect de l'accord-cadre qui nous lie et en concertation avec les délégations permanentes concernées.

Dans l'immédiat, pour répondre à des besoins urgents exprimés par des instances compétentes, la première action que nous engageons porte sur les référentiels techniques.

Nous sommes en présence d'un vaste chantier complexe et varié. Il est inévitable et représente un enjeu socio-économique très lourd. Notre apport, si minime soit-il, vise à contribuer au lancement d'une dynamique nécessaire. Le temps presse.

Elie Absi

1. Constat

Le monde est aujourd'hui en proie à des inégalités grandissantes qui ne cessent de s'accentuer. Les nouvelles technologies et la mondialisation ont bouleversé de nombreux repères et accentué les fractures existant entre pays pauvres et pays riches.

Bien entendu, c'est à chaque pays de créer les conditions nécessaires pour que l'esprit d'entreprise et de créativité s'épanouissent et de prendre les mesures qui s'imposent. En Afrique, il y a urgence d'agir.

En ce qui concerne l'UATI-UISF :

1.1. Depuis 2009, en collaboration étroite avec nos réseaux et nos partenaires en Afrique, nous avons entrepris un important programme de coopération sur le thème "*Education, Science et Technologie pour le Développement en Afrique*". Dans nos travaux nous avons distingué deux zones : le Maghreb et l'Afrique subsaharienne. Notre démarche est méthodique : fixer des objectifs et agir (voir Références, annexe 2).

Le travail accompli jusqu'en 2014 était indispensable pour garantir l'adéquation entre nos interventions et les besoins du terrain. Il constitue un socle solide pour engager une nouvelle étape dès 2015. La dynamique qui s'est développée durant cette période nous incite à persévérer avec confiance.

Les journées "*Jeunesse et Développement en Afrique*", que nous avons organisées à l'UNESCO en février 2015, ont suscité un vif intérêt. Elles étaient co-présidées par 2 Ambassadeurs auprès de l'UNESCO (Gabon et Sénégal) et deux Sous-directrices Générales de l'UNESCO (Secteur des Sciences et Département Afrique).

1.2. Les travaux que nous menons depuis 2009 ont permis de dégager le constat essentiel suivant :

- Un défi majeur à relever : l'avenir des jeunes en Afrique et leur accès à l'emploi comme première priorité.
- En effet, les jeunes africains de moins de 25 ans qui, dans les prochaines décennies, dépasseront le milliard, sont un grand atout pour le continent, mais ils peuvent rapidement devenir un handicap lourd de conséquences si rien n'est fait (migration, troubles, recul de la paix et de la sécurité...). A la même période, la population d'Afrique francophone atteindra les 800 millions, dont près de 400 millions seront des jeunes de moins de 25 ans.

- Que faire ? : Développer des secteurs industriels créateurs d'emplois et de richesse. Aujourd'hui, l'industrie est en panne.

- Sur quelles bases agir ?

Les quatre piliers suivants sont fondamentaux et nécessaires :

- Une éducation adaptée pour les jeunes
- L'électrification du continent
- Les nouvelles technologies de l'information et des communications
- Les référentiels techniques adaptés au contexte africain.

Analysons sommairement divers points de ce constat (§ 2 à 6) :

2. Des secteurs industriels créateurs d'emplois et de richesse

Les secteurs suivants méritent une attention particulière :

- L'agroalimentaire
Objectif : autosuffisance alimentaire du continent.

C'est un défi majeur que la pression démographique actuelle accentue. En effet, d'ici 2050 la population en Afrique passera de 1 à 2 milliards d'habitants. Pour assurer son indépendance alimentaire, l'Afrique devra multiplier sa production par 5 d'ici 2050.

- L'industrie de transformation de matières premières
Objectif : diversifier les exportations, réduire les effets nuisibles des fluctuations du marché mondial, tirer profit de ce que les produits finis génèrent une meilleure rentabilité que la simple exportation des matières premières.

Il n'est pas normal d'exporter des matières premières et de les importer sous forme de produits finis à un prix très élevé.

- Le transfert technologique et l'adaptation de nouvelles techniques aux conditions et aux besoins du pays
Objectif : enrichir le potentiel industriel du pays en accédant rapidement à des techniques avancées (ex : Japon, Chine, Corée, ...)
- Les infrastructures terrestres (routes, ouvrages d'art, voies navigables ou d'irrigation, ...)
Objectif : faciliter les échanges, le commerce, l'intégration régionale et désenclaver les pays qui n'ont pas de façade maritime.
- L'innovation
Innover, c'est transformer de récentes acquisitions de la science et de la technologie en produits commerciaux répondant aux besoins du marché.

Tous ces objectifs sont réalisables en Afrique par l'innovation et grâce à la science et à la technologie.

3. Une éducation adaptée.

L'éducation des jeunes est à considérer au sens large. Les programmes d'enseignement doivent :

- Tenir compte des besoins du marché ;
- Comprendre une initiation aux nouvelles technologies de l'information et de la communication (NTIC) ;
- Apprendre aux jeunes à entreprendre et à assumer des responsabilités ;
- Compléter la formation initiale par des programmes d'apprentissage tout au long de la vie professionnelle pour permettre aux jeunes en activité de s'informer régulièrement sur les nouvelles acquisitions de la science et de la technologie.
- Initier à l'éthique professionnelle.

4. Electrification de l'Afrique et développement

Le développement, quelle que soit sa forme (socio-économique, industrielle, ...) est tributaire des ressources énergétiques disponibles. On peut d'ailleurs évaluer le niveau d'activités et de production d'un pays par la quantité d'énergie qu'il consomme. C'est un indicateur précieux pour les économistes.

La stagnation énergétique en Afrique subsaharienne est grave. Elle varie suivant les pays et à l'intérieur d'un même pays, les disparités sont particulièrement affirmées entre les villes et les villages. Or, près de 70 % de la population du continent vit en milieu rural. La stagnation de la situation pousse les jeunes à l'exode vers les centres urbains pour vivre en marge de la société. Il est nécessaire d'envisager cet exode.

La notion de village solaire, que nous avons développée dans un rapport remis à l'UNESCO en 1996, répond à cette préoccupation en favorisant l'apparition d'une petite industrie locale. Elle peut être reprise et mise en œuvre sans délai.

Il est indéniable que l'électrification de l'Afrique est la clé de voûte du progrès. Pres de la moitié de la population n'a pas accès à l'électricité.

5. Les NTIC

Dans les pays émergents (Chine, Inde, Corée, ...), ce sont les jeunes qui ont accapré la révolution numérique, se sont investis dans les nouvelles technologies (NTIC) et ont permis le développement d'une industrie exportatrice florissante. Ces technologies constituent un champ d'innovation à part entière ainsi qu'un support pour d'autres formes d'innovation. Par ailleurs, le passage au numérique de plusieurs pans d'activités technico-économiques (commerce, banque, médias, santé, éducation, robotique, commande à distance, ...) fait émerger de nouveaux profils d'acteurs des NTIC.

C'est un facteur clé pour le développement en Afrique qui peut suppléer à l'insuffisance et à la précarité des réseaux routiers, ainsi que pour désenclaver les pays qui n'ont pas de façade maritime. Aujourd'hui, le marché des téléphones mobiles est celui qui croît le plus rapidement partout et notamment en Afrique. Plus de la moitié des transactions financières réalisées à partir de téléphones mobiles dans le monde ont lieu en Afrique.

- Cependant, le fossé continue de se creuser :
- entre les pays côtiers, qui profitent de l'arrivée des câbles sous-marins de fibre optique, et les pays enclaves ;
 - entre les villes et les zones rurales, du fait que la diffusion des NTIC est tributaire du niveau d'électrification du pays.

L'inégalité d'accès aux NTIC fait apparaître une forte corrélation entre leur diffusion et le niveau de croissance du PIB.

Il est certain que les NTIC sont une chance et une opportunité pour les jeunes en Afrique.

6. Les référentiels techniques

Les référentiels techniques occupent une place à part et servent de lien entre tous les acteurs intervenant dans une même opération. Ils sont un outil indispensable pour organiser le développement, gérer la production, définir une politique de qualité. Ils facilitent les échanges commerciaux, la coopération, le montage de projets en commun, ... Chaque référentiel définit son propre champ d'application et peut avoir une portée nationale, régionale ou internationale. Ils sont constitués d'un ensemble de documents de référence (normes nationales ou internationales, prescriptions techniques, règlements, guides, procédures d'essais ou de contrôle, ...) qui fixent les exigences ou les directives auxquelles les produits et les services doivent se conformer. Ils peuvent différer par leur mode d'élaboration ou d'adoption.

Ils doivent être élaborés ou validés en concertation avec les diverses parties intéressées, publiques ou privées (organisations professionnelles, administrations, associations de consommateurs et d'utilisateurs,...). Lorsqu'il s'agit de documents élaborés unilatéralement, ils doivent au moins être validés par les représentants des diverses parties intéressées.

6.1. Normalisation

6.1.1. Les principes de la normalisation

Aucun pays moderne ne peut faire l'économie d'une normalisation cohérente, complète et adaptée à ses besoins, sous peine de grippage de tous les rouages de la vie économique et industrielle. Elle a notamment pour objectifs :

- d'améliorer la qualité des produits, des services, du cadre de vie (hygiène, environnement, ...) et des relations entre fournisseurs et consommateurs ;
- de protéger le marché interne contre l'importation de produits impropre à la consommation ou nuisibles à la santé, à la sécurité ou à l'hygiène ;
- de favoriser l'exportation et les échanges commerciaux ;
- de codifier l'état de la technique et de diffuser les bonnes pratiques.

La normalisation est un acte collectif fondé sur l'obtention d'un consensus entre les partenaires concernés, qu'ils soient producteurs, fournisseurs ou consommateurs. Elle constitue un outil essentiel pour faciliter la libre circulation des produits industriels, contribue à améliorer la compétitivité commerciale, aussi bien sur le plan

national qu'international, et favorise le développement d'un environnement technique commun à toutes les entreprises.

- Tout partenaire économique peut être l'initiateur d'une demande de norme (industriel, consommateur, administration, collectivité locale, ...).

Une norme n'a généralement pas de caractère obligatoire, c'est ce qui la distingue radicalement d'un règlement. Elle a valeur contractuelle quand elle fait partie d'un contrat. Elle peut devenir obligatoire par décision des pouvoirs publics dans des conditions bien déterminées, notamment quand elle traite de questions liées à la sécurité, à la santé ou à la protection de l'environnement.

Les normes sont assimilables aux règles de l'art et définissent la qualité minimale à obtenir. Le non-respect de la norme constitue une défaillance qui peut engager la responsabilité de son auteur. En revanche, le respect de la norme n'exonère pas automatiquement le fournisseur de sa responsabilité en cas de conflit.

La norme reste un acte administratif fixant un cadre de référence. En revanche, un règlement peut s'appuyer sur une norme et, dans ce cas, la norme acquiert une force juridique, mais uniquement du fait de la prescription réglementaire. La décision de mise en application obligatoire d'une norme intervient par voie d'arrêté, notamment dans le cas des marchés publics.

Une norme doit évoluer pour suivre les progrès techniques ou s'adapter à de nouvelles données socio-économiques. Elle est donc d'une durée de vie variable et il est courant de faire figurer, dans ce cas, la norme acquiert une force juridique, mais uniquement du fait de la prescription réglementaire. La décision de mise en application obligatoire d'une norme intervient par voie d'arrêté, notamment dans le cas des marchés publics.

Les principaux critères de qualité d'une norme sont les suivants :

- traduire sans ambiguïté une préoccupation unique ;
- être cohérente et précise techniquement ;
- être adaptée au marché ;
- être utile aux utilisateurs potentiels si elle concerne un produit fini ou un service rendu ;
- être compréhensible par le public ;
- être cohérente avec les normes existantes ;
- prendre en considération l'état de la technologie, les données de la science, la situation économique et l'expérience acquise.

6.1.2. La normalisation en Afrique

Une difficulté de fond surgit actuellement en Afrique sur le plan de la normalisation.

Traditionnellement, les pays africains francophones se réfèrent aux normes françaises et les pays anglophones aux normes anglaises. Or, aujourd'hui, les normes

européennes, et même internationales (ISO, CEI, ...), s'imposent au sein de l'Union Européenne et s'étendent progressivement à l'Europe de l'Est, la Méditerranée, l'Afrique, le Sud-Est asiatique, ... Elles s'imposent en France et en Angleterre aux dépends des normes nationales existantes. Si rien n'est fait, les pays africains risquent de continuer à utiliser des normes qui sont déjà obsolètes en France et en Angleterre.

Les Instituts de normalisation des pays africains francophones sont amenés à effectuer un travail important d'adaptation des normes européennes, notamment des eurocodes, à leur contexte national. En ce qui nous concerne, nous sommes disposés à apporter notre concours.

Les pays anglophones sont confrontés au même problème. Une concertation entre ces deux communautés pour harmoniser les adaptations est de nature à renforcer l'Union Africaine.

6.1.3. Coopération en matière de normalisation

En association avec le Réseau de Normalisation Francophone (RNF), nous sommes prêts à apporter notre concours sur le plan scientifique et technique à des établissements de normalisation et, plus généralement, à fournir un appui pour toute action entrant dans les compétences de nos spécialistes.

Rappelons les interventions conjointes UISF-RNF : à Dakar en 2009, à Tunis en 2010, à Rabat en 2011, à Libreville en 2012, ...).

6.2. Règlements techniques

Un règlement est un document à caractère obligatoire qui contient des dispositions législatives, administratives ou techniques. Il est publié par un organe légal habilité à cet effet, sans qu'il y ait eu nécessairement consultation formelle et accord des autres partenaires socio-économiques intéressés.

Un règlement peut prendre la forme d'un décret, d'une loi ou d'une directive communautaire. Il est d'application obligatoire.

6.3. Spécifications techniques

Une spécification technique est une stipulation contractuelle portant obligation de résultat (caractéristiques requises d'un produit, niveau de qualité, dimensions, ...). La différence entre la norme et la spécification technique tient à leur mode d'élaboration et à leur portée, l'une et l'autre étant étroitement reliées. La spécification technique peut être l'œuvre d'une seule entreprise ou d'un groupe d'entreprises. Les clauses techniques dans les marchés publics sont les pièces qui décrivent l'objet d'un marché et les niveaux de qualité, aussi bien de l'objet que de ses composants essentiels.

Par contre, une prescription est une stipulation contractuelle portant obligation de moyens.

7. La chaîne du progrès, les référentiels techniques et le développement

De toute évidence, le progrès et la croissance technico-économique sont tributaires de la recherche qui engendre le savoir, de l'enseignement qui assure la transmission du savoir et du savoir-faire, ainsi que des industriels qui innovent et produisent. Tous ces acteurs constituent les maillons d'une chaîne, dite «*chaîne du progrès*», qui va du chercheur dans son laboratoire à l'ingénieur en usine ou sur le chantier. Le bon fonctionnement de cette chaîne permet d'assurer la qualité des produits et la pérennité des ouvrages. Pour cela, deux exigences doivent être satisfaites :

- Chaque acteur a une tâche clairement définie à exécuter et doit disposer de tous les moyens nécessaires pour y parvenir. Une défaillance dans un des maillons peut gêner le bon fonctionnement de la chaîne du progrès et entraver la production.
- Les interventions de tous les acteurs doivent constituer un ensemble cohérent et complet. Ceci ne peut se produire que si tous les acteurs s'appuient sur les mêmes référentiels techniques qui assurent la cohérence et la continuité entre les travaux effectués, la qualité des produits et l'optimisation de leurs coûts. Le fonctionnement de la chaîne en dépend fondamentalement.

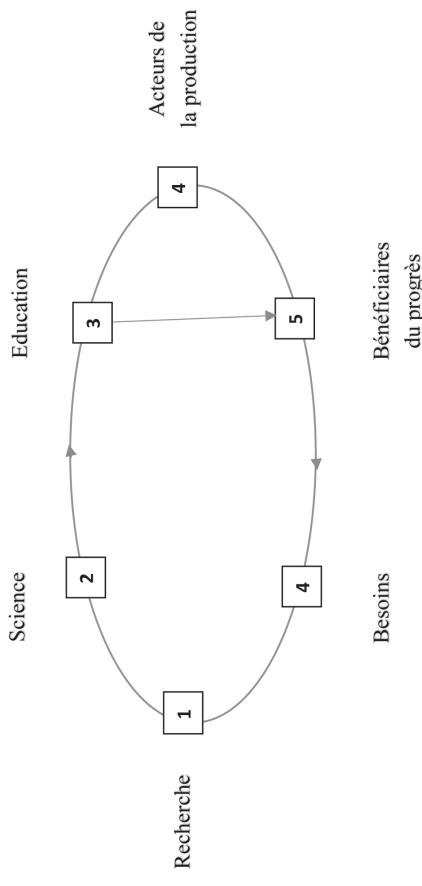
Ainsi, les laboratoires nationaux constituent un maillon essentiel dans la chaîne du progrès. Ils mènent des recherches d'intérêt général, apportent un appui au développement et à l'innovation, réalisent des études et des essais, ... La pertinence de leurs interventions dépend des procédures auxquelles ils se réfèrent pour réaliser les essais, les interpréter et les exploiter. Egalemente, une coopération entre ces laboratoires ne peut s'établir que s'ils adoptent tous les mêmes référentiels.

L'enseignement est un maillon fondamental qui comporte plusieurs facettes. Quel programme faut-il développer ? Que faut-il privilégier ? L'enseignement supérieur ou la formation professionnelle ? Il n'existe pas de réponse absolue à ces questions. L'équilibre à établir dépend des besoins de la société et des choix industriels retenus. Ainsi, dans les pays industrialisés et pour l'industrie lourde, le rapport est de l'ordre de 3 à 4 techniciens pour 1 ingénieur. Sur le plan général, on peut dire que le rapport optimal est celui qui assure le meilleur fonctionnement de la chaîne du progrès.

Former une élite, des scientifiques et des ingénieurs de haut niveau sans avoir une politique de développement clairement définie et des techniciens ayant reçu une formation adaptée, conduit à un résultat bien connu : la fuite des cerveaux et le gaspillage des compétences.

On ne saurait donc envisager de prospérité économique et susciter le développement sans avoir au préalable renforcé les liens entre les institutions de recherche et l'industrie, progressé dans le domaine de la science et de la technologie, fait évoluer l'enseignement pour tenir compte des besoins du pays et s'adapter aux nouvelles acquisitions scientifiques ou technologiques.

En bref, les opérations de développement doivent être conçues et menées globalement dans le respect du bon fonctionnement de la chaîne du progrès. Or, malheureusement, le manque de référentiels techniques en Afrique handicape ce bon fonctionnement. Un effort important est à fournir sur ce plan.



8. Notre contribution

L'Afrique manque de référentiels techniques dans divers domaines. Il y a des lacunes à combler et des textes à actualiser.

Compte tenu du rôle important que jouent les référentiels techniques et afin de satisfaire à des sollicitations qui sont adressées à l'UATI-UISF, nous accordons aujourd'hui une grande priorité à ce thème dans nos activités. Nous sommes disposés à apporter notre concours à des demandes émanant d'instances francophones qualifiées, en vue d'élaborer les référentiels techniques répondant à leurs préoccupations. C'est un domaine bien connu de nos spécialistes.

Notre contribution se situe sur le plan scientifique et technique. Notre ambition est de contribuer le mieux possible à ce vaste et indispensable chantier.

9. En Afrique francophone

- Les pays francophones subsahariens ont un immense besoin de création d'emplois
- Il est dans l'intérêt de ces pays de se rapprocher et d'élaborer des référentiels techniques cohérents et compatibles entre eux, voire même identiques. C'est une nécessité pour faciliter les échanges commerciaux, la coopération, l'entraide, le montage de projets

régionaux, ... Ce rapprochement s'impose sur le plan industriel. En effet, l'étroitesse des marchés nationaux par pays pris séparément ne permet pas de rentabiliser une unité industrielle moderne de production, ni de bénéficier d'une économie d'échelle.

- C'est dans cet état d'esprit que nous venons d'entreprendre une première coopération :

L'ALBTP^(*) et le CTGA^(**) ont décidé de conjuguer leurs efforts pour développer des référentiels techniques adaptés au contexte africain et répondant à leurs préoccupations. L'objectif est d'élargir leurs champs d'intervention sur des bases claires et saines.

Nous sommes prêts à les accompagner. A cet effet, l'UATI-UISF engage tout son potentiel et s'associera, en cas de besoin, à des partenaires reconnus. Le but est de constituer un groupe de spécialistes hautement qualifiés, disposés à s'investir et à se rendre sur le terrain. On réalise un travail d'équipe basé sur les considérations suivantes :

- Les référentiels techniques doivent être élaborés ou validés en concertation avec les diverses parties intéressées (Ministères, Enseignement, Organisations professionnelles, Centres de recherche, ...).
- L'expérience acquise dans l'application de ces référentiels peut servir de base pour l'établissement de normes ou de textes réglementaires adaptés au contexte local, d'où la nécessité d'associer à ce travail les Instituts de normalisation.
- L'élaboration des référentiels techniques est une opération ardue et complexe. Il est nécessaire de s'ouvrir à des partenaires qualifiés disposés à s'associer à cette tâche et à constituer des groupes d'experts connaissant le contexte africain.

Pour mener à bien cette coopération, l'UATI-UISF a créé un Comité Directeur dont la mission est de veiller sur le bon déroulement de nos travaux de coopération, la pertinence des textes préparés, la cohérence et la continuité entre les documents établis par nos spécialistes ou nos partenaires (voir annexe 1). Il agira en étroite liaison avec le groupe de spécialistes désignés par l'ALBTP-CTGA.

Dans l'immédiat, les deux priorités suivantes ont été retenues :

- conservation du patrimoine bâti en béton (§ 10),
- infrastructures de transport (§ 11).

^{*}ALBTP : Association Africaine des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics
L'ALBTP regroupe les laboratoires nationaux d'une vingtaine de pays africains francophones allant du Maroc à Madagascar. Ils relèvent tous des Ministères ayant en charge le BTP.

^{**}Président : Dr Amélie KOULAKOU, Directeur Général du Laboratoire National des BTP (Abidjan).

CTGA : Comité Transnational des Géotechniciens d'Afrique
Le CTGA rassemble des spécialités en Géotechnique en Afrique.
Président : Pr Ibrahima CISSÉ, Directeur du Laboratoire de «Matiériaux, Mécanique et Hydraulique» de l'Ecole Polytechnique de Thiès (Sénégal).

10. Conservation du patrimoine bâti en béton

10.1. Le constat

La dégradation du bâti existant concerne aussi bien le bâtiment que les travaux publics et intéressé tous les pays, qu'ils soient industriels ou en développement. La maintenance, la réparation, la réhabilitation et la transformation des constructions forment une activité en plein développement, parfois aux dépens des réalisations neuves.

L'expérience acquise dans la construction neuve n'est pas suffisante pour bien appréhender ce marché. L'approche des problèmes est différente et les techniques à appliquer ne sont pas toujours les mêmes. Les dégradations peuvent être dues à un vieillissement naturel ou prémature des matériaux, à des défauts de conception ou d'exécution, ou d'origine physique (gel, retrait, ...), chimique (eaux agressives, solutions salines, ...).

L'établissement d'un projet de confortement suppose que les causes des désordres ayant été détectées et expliquées. Les travaux de reprise en sousœuvre constituent des opérations délicates, compliquées et coûteuses.

En effet, comme on peut le constater, l'activité «*entretien et réparation des ouvrages*» constitue un enjeu énorme sur le plan national et concerne tous les pays. Elle mobilise un grand nombre d'intervenants et de spécialistes (maîtres d'ouvrages, concepteurs, entrepreneurs, fabricants de matériaux, bureaux de contrôle, laboratoires, ...). L'enseignement technique doit prendre en compte cette réalité et lui accorder la place qui lui revient.

10.2. Thème de coopération «*Traitements des ouvrages en béton dégradés*»

Ce choix est judicieux et prioritaire. L'entretien et la réparation des ouvrages en béton sont une préoccupation majeure et permanente. Les laboratoires nationaux ont un rôle essentiel. Ils ont à intervenir tout le long de la vie de l'ouvrage. Citons en particulier :

- Conception de l'ouvrage : reconnaissance des sols, composition du béton, stabilité et sécurité, ...
- Exécution : suivi et réception des travaux, contrôle des matériaux, ...
- Entretien : détection des désordres, évaluation de l'état de l'ouvrage, ...
- Réparation des dégradations : recherche des causes, auscultation et diagnostic, suivi des travaux de remise en état, ...

La réalisation d'un référentiel technique «*Reprise des bétons dégradés*» répond à une nécessité. Il doit prendre en compte les considérations précitées (§ 10.1) et les préoccupations des laboratoires. Il doit également s'adresser à tous les acteurs concernés ou intéressés (chercheurs, enseignants, entrepreneurs, bureaux de contrôle, ...) et assurer la cohérence et la continuité dans leurs interventions.

Le STRRES (Syndicat National des Entrepreneurs Spécialisés de Travaux de Réparation et de Renforcement des Structures) apporte un appui substantiel et nous fait bénéficier de sa longue expérience.

11. Infrastructures et transport

11.1. Le constat

En Afrique, le tracé des axes routiers et des voies ferrées correspond souvent aux pistes caravanières anciennes et répond à une double préoccupation :

- Désenclaver des régions isolées et immenses en les rattachant à des ports maritimes,
- Transporter les minéraux et les autres matières premières de leur lieu de production vers les ports, afin de les expédier vers l'Europe notamment.

Ces voies de communication n'ont pas été conçues pour relier une partie du continent à l'autre.

L'Afrique a besoin d'un réseau de transport et de communication en état de fonctionnement pour écouter ses produits et faciliter l'entrée de ses entreprises sur le marché mondial. L'insuffisance des infrastructures constitue certainement un handicap majeur à l'accélération de la croissance et accentue la précarité des économies africaines.

11.2. Thème de coopération «*Guide de dimensionnement des chaussées*»

On entend souvent dire que les routes récentes en Afrique se dégradent en peu de temps. L'explication peut provenir des considérations suivantes :

- Les routes sont très sensibles aux techniques de dimensionnement, aux prodédés d'exécution, aux matériaux utilisés et aux conditions locales (sol de fondation, conditions climatiques, intensité du trafic, charge par essieu, ...);
- Le potentiel des laboratoires nationaux en matière de recherche-développement est insuffisant ;
- L'enseignement des routes peut varier d'un établissement à l'autre ;
- Divers désordres dans les routes sont dus à un manque de référentiels techniques adaptés qui fixent des exigences au niveau de la conception et de l'exécution. Ce manque amène l'entreprise qui exécute, notamment si elle est étrangère, à appliquer ses propres procédures qui ne sont pas nécessairement adaptées au contexte local.

Tous ces éléments ne facilitent pas le bon fonctionnement de la chaîne du progrès et ne permettent pas de définir une politique de conception et d'entretien efficace. L'existence de référentiels techniques adaptés aux conditions en Afrique est une nécessité pour assurer la cohérence et la continuité entre tous les intervenants.

A ce sujet, voici un extrait d'une note produite par un spécialiste des routes en Afrique :

«La dernière édition du *Guide Pratique de dimensionnement des Chaussées dans les pays tropicaux*, établi par le CEBTP, remonte à 1984. Ce manuel reste la principale référence dont nous disposons. Or, depuis sa parution, la technologie routière a progressé, les méthodes de dimensionnement des chaussées se sont affinées, les techniques d'auscultation ont évolué et de nouveaux matériaux sont apparus sur le marché.

Toutes ces considérations, associées à l'épuisement de ce guide, rendent nécessaire la publication d'une nouvelle édition actualisée. Il s'agit pour nous d'une opération prioritaire».

La première étape dans cette coopération portera sur l'actualisation du guide précité. Des contacts préparatoires sont en cours pour engager ce travail.

12. Mobilisation

La limitation à 2 degrés du réchauffement climatique à la fin de ce siècle mobilise 150 chefs d'Etat, 195 Etats, des milliers de spécialistes, et des dizaines de milliards d'Euros à investir.

En parallèle, une déflagration (démographique, socio-économique, ...) sans précédent se prépare en Afrique, avec un milliard de jeunes sans emploi ni avenir si rien n'est fait. La conjonction de ce danger avec celui du changement climatique conduira à des conséquences particulièrement graves et difficiles à maîtriser. Ces deux dangers ne peuvent pas être dissociés, ils doivent être traités simultanément.

Les estimations de l'UNICEF illustrent bien la gravité de la situation. Aujourd'hui la population en Afrique est de 1,3 milliard. Elle atteindra les 2 milliards en 2050 et les 4 milliards en 2100. En 2050, 40 % des enfants de moins de 5 ans dans le monde vivront sur le continent africain et la masse de jeunes arrivant chaque année sur le marché du travail s'élèverait à 20 Millions. Le secteur public ne pourra pas absorber cette vague de jeunes demandeurs d'emploi.

La démarche présentée dans le «*Constat*» (§ 1) préconise le développement d'un processus d'industrialisation qui permet de dépasser l'activité classique d'exportateurs de matières premières brutes. Sa mise en œuvre nécessite une volonté politique qui mobilise les décideurs et les acteurs concernés. L'avenir du continent en dépend.

Lançons un appel pour une mobilisation en vue de relever ce défi et d'agir.

Annexe 1

Référentiels techniques et Développement en Afrique

Comité Directeur UATI - UISF

Membres :

➤ M. Serge ARNAUD

- Ingénieur général des Ponts, des Eaux et des Forêts
- Membre de l'Académie des Sciences d'Outre-Mer
- Membre de l'Académie d'Architecture
- Commandeur des Palmes Académiques
- Commandeur des Arts et des Lettres
- A été Directeur du Développement au Ministère de la Coopération

➤ M. Jean-Armand CALGARO

- Ingénieur général des Ponts, des Eaux et des Forêts
- A été Président de la Commission Française de coordination des eurocodes
- A été Président du Comité Technique Européen pour les eurocodes
- A été Directeur du département "Ouvrages d'art" à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

➤ M. Patrick M'BONGO

- Conseiller du Président de la République du Congo
- Chef du Département des Postes, des Télécommunications et des Nouvelles Technologies de la Communication

➤ M. Christian TRIDON

- Président du STRRES (Syndicat National des Entrepreneurs Spécialistes de Travaux de Réparation et de Renforcement des Structures - FNTP)
- Entrepreneur et spécialiste des ouvrages endommagés
- Enseignant à l'Université de Limoges et de Toulouse

Secrétaire général :

➤ M. Gilles ROBERT

- Ingénieur de l'Ecole Centrale Paris
- Diplômé HECJF
- Diplômé Sciences Po
- Expert-comptable

Gestion :

➤ Mme Eliane ABSI

- Diplômée HECJF
- Expert-comptable

Annexe 2

Références

Liste des principales manifestations relatives au programme « Développement en Afrique » organisées entre 2009 et 2016 par l'UATI-UISF et ses partenaires. Un document afférent à chaque manifestation est disponible en téléchargement sur le site uati.uisf.fr. Pour accéder à l'un d'eux, il convient de copier son URL, donné ci-dessous, dans la zone d'adresse d'un navigateur Web.

1. Conférence « *Éducation, Science et Technologie pour le Développement au Maghreb* », à Tunis en 2010.
Rapport de synthèse : uati.uisf.fr/upload/TunisSynthese.pdf
2. Conférence « *Éducation, Science et Technologie pour le Développement au Maghreb* », à Rabat en 2011.
Rapport de synthèse : uati.uisf.fr/upload/RabatSynthese.pdf
3. Conférence « *Éducation, Science et Technologie pour le Développement en Afrique – Séminaire Qualité* », à Libreville en 2012.
Intervention d'Elie ABSI à la séance d'ouverture : uati.uisf.fr/upload/InterventionOuverture.pdf
4. Conférence « *Femmes et Développement en Afrique – La Recherche au service de la santé et de l'esthétique* », à l'UNESCO en 2012.
Actes de la Conférence : uati.uisf.fr/upload/ActesFinaux.pdf
5. Synthèse des travaux « *Éducation, Science et Technologie pour le Développement en Afrique* ».
Rapport remis à l'UNESCO dans le cadre du Programme de Participation 2012-2013 : uati.uisf.fr/upload/RapportP2012-2013.pdf
6. Conférences d'Algérie en 2013
- Conférence Maghrébine sur « *L'Ingénierie en Géotechnique* », à l'Université USTHB d'Algier ;
- Conférence Internationale sur « *l'Eau* », à l'École Polytechnique d'Algier.
Note sur les Conférences : uati.uisf.fr/upload/noteAlgier.pdf
7. Journées « *Jeunesse et Développement en Afrique – Les attentes des jeunes* », à l'UNESCO en 2015.
Actes des Journées : uati.uisf.fr/upload/ActesJeunesseDéveloppement.pdf
8. Intervention d'Elie ABSI « *Jeunesse en Développement en Afrique francophone* » à la réunion plénière du Groupe des Délégations francophones à l'UNESCO le 28 janvier 2016.
Texte : uati.uisf.fr/upload/J et D en Afrique francophone.pdf

LE PONT
UN LIEN PONT ET DURABLE

STRESS
SOCIÉTÉ TECHNIQUE DE RECHERCHE ET D'ÉTUDE DES STRUCTURES

LA MAINTENANCE DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL EN EUROPE

Mardi 11 octobre 2016

8h00 : Accueil des participants et contacts exposants

9h00 : Ouverture et présentation du colloque
Rémi LOLOU (Journaliste) et Daniel POINEAU (Consultant)

Christian TRIDON (Association LE PONT) Bruno Godart (AFGC)

9h05 : Réhabilitation des ouvrages en maçonnerie
Le Pont Séjourné à Luxembourg et Pierre-Marie Dubois (consultant)

Mr Ries (ministère Luxembourg) et Pierre-Marie Dubois (consultant)

Le Pont de St André de Cubzac

Philippe Guignard (CD 33)

9h55 : Mariage entre maçonnerie et précontrainte
La réhabilitation du dôme du Panthéon (Paris)
Daniel Lefèvre (Architecte en Chef des Monuments Historiques)

Claude Néant (ETIC)

10h15 : Réhabilitation d'un ouvrage en béton précontraint
Le viaduc de St Nazaire
Philippe Griaud (CD 44)

10h35 : Réhabilitation des ouvrages métalliques : la ligne ferroviaire Oloron-Bedous

10h35 : Pause-café, échanges et visite de l'exposition technique

11h25 : Viaduc de St Cloud
Guillaume Damien (DREAL)

11h45 : Présentation du guide sur la conception des réparations structurales
Jean-Christophe Carles (CEREMA)

Interventions Entreprises

12h05 - Intervention entreprise n°1 : Maxime Fontan - Sté OXAND : Analyse du comportement dynamique et suivi des ouvrages d'art à l'aide de la solution SIMEO™ 4D.

12h20 - Intervention entreprise n°2 :

12h35 : Déjeuner sur place parmi l'exposition technique

LE PONT
UN LIEN PONT ET DURABLE

STRESS
SOCIÉTÉ TECHNIQUE DE RECHERCHE ET D'ÉTUDE DES STRUCTURES

**Colloque « Le Pont » à Toulouse,
Les 11 et 12 octobre**

L'Europe des Ponts

Nous félicitons, l'an passé, la vingtième édition de ce colloque. 20 ans à répéter que les ouvrages vieillissent et se dégradent. Ce qui est vrai aujourd'hui, c'est qu'ils ont vingt ans de plus, et que notre message prend encore plus de valeur. Un poète a dit « *cent fois sur le métier remettez votre ouvrage* », c'est donc fort convaincu de ce conseil que nous débutons cette troisième décennie.

Je vous propose d'ouvrir davantage cette rencontre annuelle sur l'Europe. Faisons ensemble « l'Europe des Ponts ».

Les ouvrages d'art n'ont pas de frontières, et la langue du pont nous est familière et finalement très commune.

En 2005, sous la direction de Bruno Godart, le rapport BRIME (Bridge Management in Europe) faisait état d'un projet de recherche destiné à développer un système de gestion des ponts. Qu'en est-il aujourd'hui ?

Comment entretenir et réparer-t-on un pont dans toute cette grande communauté ? quels sont les méthodes, les normes et les textes référentiels ? Autant de questions qu'il sera intéressant de poser lors du débat.

Nous aurons le plaisir d'accueillir Madame Evelyne DIDIER, sénatrice, qui attend toujours les arrêtés correspondant à sa loi sur la domanialité des ouvrages d'art. Qui est le vrai propriétaire ? Qui en est le gestionnaire ? et bien entendu, qui doit payer quoi ?

Nous présenterons des exemples de réparation et de renforcement de grands ouvrages en maçonnerie.

Nous parlerons également de la réparation tout à fait remarquable du dôme sphérique du Panthéon de Paris. Cet ouvrage, construit au milieu du 18^e siècle, a dû être renforcé au niveau de sa base périphérique.

La chaîne qui l'enclencheait depuis l'origine, constituée de maillons en fer, a été remplacée par des câbles de précontrainte. Une alliance du moderne et de l'ancien tout à fait exceptionnelle.

Nous terminerons la première journée par une visite dans le monde de l'aéronautique européen. Vous évoluerez parmi ces grands oiseaux de fer qui nous sont devenus si familiers en quelques décennies.

Puis nous nous attacherons à faire perdurer la tradition conviviale liée à ce colloque, en vous invitant à partager avec nous un moment de Amitié, autour d'un buffet de spécialités toulousaines.

Bloquez vite les dates des **11 et 12 octobre** prochains sur votre agenda, nous vous y attendrons nombreux, toujours à Toulouse et toujours au Centre de Congrès Diagora.

Christian Tridon
Président de l'association « Le Pont ».

Le colloque aura lieu au Centre de congrès Diagora - 150 Rue Pierre Gilles de Gennes, 31670 Labège



14h20 : Les Normes : 95 103 et 95 101
Christophe Aubagnac et Daniel Poineau

14h40 : Fiabilité des constructions et fondements des Eurocodes
Jean-Armard Calgaro Consultant

15h00 : Intervention étudiants
« Les biotechnologies au service de la maintenance des ouvrages »

15h30 : ASCO-TP :
Présentation d'un « jeu éducatif » sur la conception d'une LGV

Interventions Entreprises

15h45 – Intervention entreprise n° 3 : St Gobain Pam : les évacuations des eaux de ruissellement des OA.

16h00 – Intervention entreprise n° 4

16h15 : Pause et échanges avec les exposants

16h40 : Pont d'Ancenis (44) remplacement complet de la suspension
Sté Baudin Chateauneuf

17h00 : Patrick Guiraud et Noël Richet
« Le tour du monde des ouvrages en pierres et en briques »

17h20 : FIN de la 1^{re} JOURNÉE

19h00 : Visite puis dîner au musée de l'aéronautique Aéroscoopia Toulouse



mercredi 12 octobre 2016

8h00 : Accueil des participants et contacts exposants

Interventions Entreprises

9h10 : Intervention entreprise n° 5

9h25 : Intervention entreprise n° 6

9h40 : Intervention entreprise n° 7

9h55 : Pause et échanges avec les exposants

10h20 : La domanialité des ouvrages d'art
Evelyne Didier (Sénatrice)

10h40 : Comment tirer un bilan du projet européen BRIMIE sur la gestion des ponts en Europe
Bruno Godart (IFSTtar)

11h00 : Table ronde : la maintenance des infrastructures en Europe

Débat animé par Rémie Leloum

Autour de la table :

- Jean-Louis Marchand (vice président de la FIEC)
- Maria-Cristina Marolda Commission Européenne à la Direction Générale des Transports
- Evelyne Didier (Sénatrice)
- Jean-Luc Dabert (APRR)
- Sébastien Richter (membre de la fédération allemande de la construction)

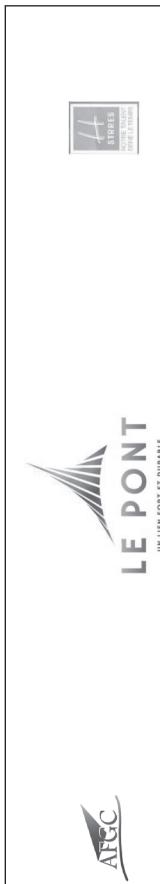
12h50 Présentations : AFGC – IMGC – UAFGC – STRRES

- AFGC : (Association Française de Génie Civil)
- IMGC : (Ingénierie de la Maintenance du Génie Civil)
- UAFGC : (Union des Associations Françaises de Génie Civil)
- STRRES : présentation des Guides Techniques et des RECOS

13h30 : Conclusion du colloque

Christian Tridon et Bruno Godart

13h40 : Déjeuner sur place et visite de l'exposition technique



14h20 : Les Normes : 95 103 et 95 101

Christophe Aubagnac et Daniel Poineau

14h40 : Fiabilité des constructions et fondements des Eurocodes
Jean-Armard Calgaro Consultant

15h00 : Intervention étudiants
« Les biotechnologies au service de la maintenance des ouvrages »

15h30 : ASCO-TP :
Présentation d'un « jeu éducatif » sur la conception d'une LGV

Interventions Entreprises

15h45 – Intervention entreprise n° 3 : St Gobain Pam : les évacuations des eaux de ruissellement des OA.

16h00 – Intervention entreprise n° 4

16h15 : Pause et échanges avec les exposants

16h40 : Pont d'Ancenis (44) remplacement complet de la suspension
Sté Baudin Chateauneuf

17h00 : Patrick Guiraud et Noël Richet
« Le tour du monde des ouvrages en pierres et en briques »

17h20 : FIN de la 1^{re} JOURNÉE

19h00 : Visite puis dîner au musée de l'aéronautique Aéroscoopia Toulouse

Registration fee one-day conference:
TC 253 members and (PhD) students: 150 Euro
Non-members: 200 Euro

The registration fee includes one-day conference participation, coffee/thee, lunch, drinks, dinner and digital conference proceedings

Conference registration:
Register on-line for one-day conference:
<http://www.citg.tudelft.nl/RILEM-MCI>
go to: Enrollment
(and Technical Committee meeting) at:

Accommodation:
Please book the preferred conference hotel yourself:
Hampshire Hotel Delft Centre through this link

Location
Art Centre Delft | Rotterdamseweg 205 | 2629 HD Delft | T: 015 285 01 14 | F: 015 285 01 24

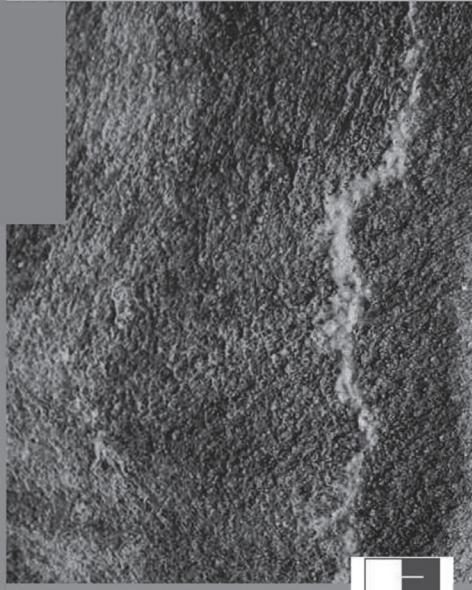


RILEM TC 253-MCI
'Microorganisms-Cementitious Materials Interactions'

23 June 2016 in Delft, The Netherlands

TU Delft / Materials & Environment
Faculty of Civil Engineering and Geosciences
Stevinweg 1
2628 CN Delft
The Netherlands
T +31 (0)15 27 86382
F +31 (0)15 27 86383
<http://www.me.citg.tudelft.nl/events>
i.batterham@tudelft.nl

Scientific committee:
Alexandra Bertron
(Chair of the TC 253-MCI) LMDC, UPS-INSAS Toulouse
Henk Jonkers
(Secretary of the TC 253-MCI) Delft University of Technology
Virginie Wiktor
Delft University of Technology
Moses Kizwa
University of Cape Town, South Africa
Christine Lors
Ecole des Mines de Douai, France
Matthieu Peyre-Lavigne
INSA Toulouse, France
Célestine Voegel
INSA Toulouse, France
Pernilla Johansson
Lund University, Sweden
Thomas Verdier
INSA Toulouse, France
Philippe Grosseau
Ecole Nationale des Mines de Saint-Etienne, France
Clara Uri
University of Messina, Italy
Sandra Manso
Polytechnical University of Catalonia, Spain
Kevin Paine
Bath University, United Kingdom
Jianyun Wang
Ghent University, Belgium
Natacha Belie


Scope

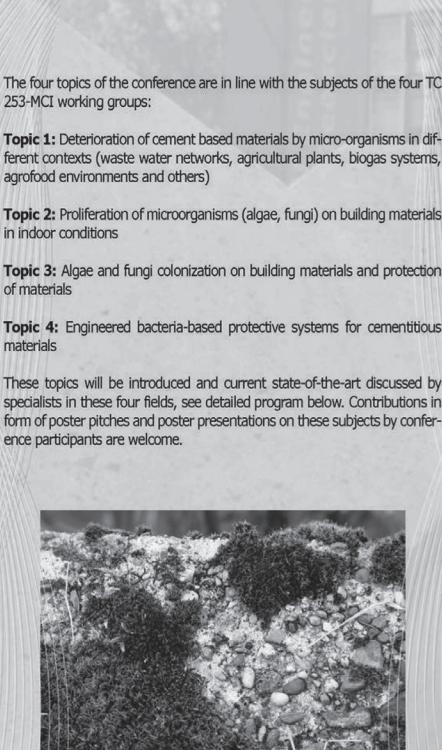
The RILEM TC 253-MCI warmly invites you to participate in the one day conference: 'Microorganisms-Cementitious Materials Interactions'. This event will take place on Thursday 23 June 2016 in Delft, The Netherlands.

This one-day conference will be open to all interested in both positive and negative (detrimental) interactions between microorganisms such as bacteria, fungi and micro algae and cement-based materials used for infrastructures and buildings. The one-day conference will be preceded next day (24 June) with the half-yearly Technical Committee meeting which is open to TC 253 members only.

Conference context:
Infrastructures and buildings are exposed to microorganisms in different ways: in many cases microorganisms have detrimental effects on structures and construction materials, however, in specific cases interactions can be beneficial. Structures exposed to aqueous media or general outdoors or indoors conditions are often also exposed to microorganisms. Deleterious effects of microorganisms such as bacteria, fungi, and micro-algae on cementitious materials can be linked to the production of aggressive metabolites (acids, CO₂, sulphur compounds, others), but also to specific physical and chemical effects that microorganisms also in form of biofilms impose on the surface of these materials. Alternatively, specific material properties such as porosity, roughness, mineralogical and chemical composition can influence the receptivity of the material for growth and proliferation of specific microorganisms.

Physical and aesthetic deterioration lead to significant repair costs of structures, and production of hazardous compounds by microorganisms may lead to health problems, specifically in the indoors environment. However, on the other hand, specific microorganisms may also have beneficial effects on cementitious materials when their presence and metabolic activity can lead to protection or even self-repair of constructions. New formulations of cement-based materials, incorporating selected bacteria and suitable chemical precursors, are developed with the aim to form protective organic polymers (EPS-ExoPolymeric Substances) or to fill micro-cracks in concrete with bio-derived inorganic minerals, and thus improve durability properties.

More and more research efforts are devoted to these topics related to cementitious materials-microorganisms interactions within local or trans-regional initiatives. It is now necessary to implement concerted approaches and comparison of research outcomes to move toward a better understanding of the phenomena and furthermore to standardization and/or certification.




The four topics of the conference are in line with the subjects of the four TC 253-MCI working groups:

Topic 1: Deterioration of cement based materials by micro-organisms in different contexts (waste water networks, agricultural plants, biogas systems, agrofood environments and others)

Topic 2: Proliferation of microorganisms (algae, fungi) on building materials in indoor conditions

Topic 3: Algae and fungi colonization on building materials and protection of materials

Topic 4: Engineered bacteria-based protective systems for cementitious materials

These topics will be introduced and current state-of-the-art discussed by specialists in these four fields, see detailed program below. Contributions in form of poster pitches and poster presentations on these subjects by conference participants are welcome.

Dates and Deadlines:

One-day conference	23-06-2016
'Microorganisms-Cementitious Materials Interactions'	
Half-yearly Technical Committee meeting	
(TC 253 members only):	24-06-2016
Conference registration deadline:	01-12-2015
A4-Abstract submission upload deadline:	01-12-2015
1st draft full paper upload deadline:	01-02-2016
Final version full paper upload deadline:	15-04-2016

Abstract submission
Submit 500 words abstracts before 1st December 2015 via the conference website.

Conference fee includes:
On-line conference proceeding book; papers and posters on a USB stick.

Global preliminary program:

08:15 hr. registration (Art Centre Delft)
12:20 hr. Lunch
16:50 hr. Closure
17:00 hr. Drinks/bites & poster discussion
19:30 hr. Dinner (Art Centre Delft)

Please check the website for the complete program: www.citg.tudelft.nl/RILEM-MCI

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 accueille 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.