

ANNALES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

OCTOBRE 2010 - N° 5

PRIX : 27,44 €

RENCONTRES AUGC 2010 LA BOURBOULE (1^{RE} PARTIE)

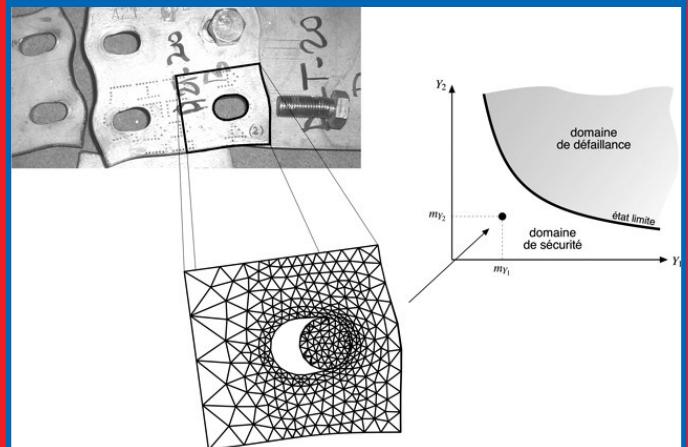
MODÉLISATION DISCRÈTE D'UNE STRUCTURE EN SOL
RENFORCÉ PAR GÉOCELLULAIRE ET SOUMISE À UN IMPACT



ESTIMATION DE L'EFFET
DE LA GÉOLOGIE ET
DES PARAMÈTRES
DU TUNNELIER SUR
LES TASSEMENTS PAR
LES RÉSEAUX DE
NEURONES

UTILISATION DE FILS EN
ALLIAGE À MÉMOIRE DE
FORME POUR LA CRÉATION
DE PRÉCONTRAINTES DANS
DES POUTRELLES EN BÉTON

ANALYSE FIABILISTE D'ASSEMBLAGES
COUVRE-JOINT EN ACIER INOXYDABLE



ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES BÉTONS
PAR RÉSEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002T77866

ISBN 978-2-7472-1771-2



CONFECTION DE BÉTONS AUTOPLACANTS ALGÉRIENS
À BASE DE GRANULATS CONCASSÉS



COMMENCEZ DÈS MAINTENANT À APPRENDRE



22 AU 26 MARS
LAS VEGAS ÉTATS-UNIS

Le béton se fissure toujours

Évitez les appels de vos clients en éliminant ce problème récurrent.

Notions de base sur la gestion des projets

Gérez mieux vos projets en améliorant vos compétences de gestion de projets.

Posez ce magazine et allumez votre ordinateur pour visionner des webcasts gratuits de l'industrie. Ils fourmillent d'informations pratiques que vous pourrez utiliser immédiatement. L'attente de l'ouverture du salon CONEXPO-CON/AGG 2011 vous paraîtra ainsi moins longue.

Webcasts gratuits d'une valeur de 70 \$ chacun !

Payant : solutions de terrassement général pour des bénéfices importants

Choisissez le bon équipement pour augmenter vos bénéfices.

Meilleures pratiques pour la gestion du parc machines

Avec ces améliorations, économisez de 2 à 5 % sur le budget de maintenance de votre parc machines.

Inscrivez-vous pour les visionner à tout moment sur le site :

<http://www.conexpoconagg.com/intlv>

Salon partagé
avec



sommaire



ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE N° 5/2010

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

OCTOBRE 2010

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Serge KEBABTCHIEFF

RÉDACTION

Rédacteur en chef

François BUYLE-BODIN,
université de Lille

Représentant

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



Jean-Marc TANIS (EGIS), président du CA
Bruno GODART (LCPG), président du Comité
des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),
vice-président du CAG

Thierry KRETZ (SETRA),
Président du Comité Scientifique et Technique

Représentant l'Association

**Universitaire de Génie
Civil AUGC**



Denys BREYSSE
(université de Bordeaux),

président du CA

Anne PANTET (université de Poitiers),
membre du CA, chargée des publications
des rencontres de Saint-Malo

Olivier PLÉ (université de Grenoble),
membre du CA, chargé du prix jeunes
chercheurs « René Houpert »

Ahmed LOUKILI,
membre du conseil scientifique

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

Représentant la SMA-BTP et le GIS MRGenCi
(maîtrise des risques en génie civil)
Vincent MELACCA

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@yahoo.com

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION

ONA Industria Grafica, Pamplona-Navarra, Spain

Dépôt légal: JANVIER 2011

éditorial

matériaux

<i>Estimation de la résistance à la compression des bétons par les réseaux de neurones artificiels – S. M. A. BOUKLI HACENE, F. GHOMARI, A. KHELIDJ, B. DERRAS</i>	7
--	---

<i>Confection de bétons autoplaçants algériens à base de granulats concassés – M.-R. KHELIFA, X. BRUNETAUD, M. AL-MUKHTAR.....</i>	14
--	----

structures

<i>Analyse fiabiliste d'assemblages couvre-joint en acier inoxydable – J. AVERSENG, A. BOUCHAÏR, A. CHATEAUNEUF</i>	19
---	----

<i>Utilisation de fils en alliage à mémoire de forme pour la création de précontraintes dans des poutrelles en béton – H. TRAN, A. DEBSKA, X. BALANDRAUD, J.-F. DESTREBECQ</i>	26
--	----

géotechnique

<i>Estimation de l'effet de la géologie et des paramètres du tunnelier sur les tassements par les réseaux de neurones – R. BOUBOU, F. EMERIAULT, R. KASTNER</i>	32
---	----

<i>Modélisation discrète d'une structure en sol renforcé par géocellulaire et soumise à un impact – M. SOUDÉ, R. GOURVES, M. GREDIAC, Y. HADDANI, A. TALON</i>	39
--	----

résumés — abstracts	5
annonces de colloques	46
recommandations aux auteurs	56
bulletin d'abonnement	2



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 2010** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 222 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 269 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 279 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 321 € |

À partir du 2^e abonnement :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 179 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 215 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 224 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 257 € |

Surtaxe aérienne 2,90 € par volume (2,90 x 6) soit 17,40 €

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

* 5/2010

L I S T E D E S A N N O N C E U R S

ÉDITIONS ESKA : 3^e - 4^e de couv

CONEXPO-CON/AGG 2011 : 2^e de couv

éditorial

Rencontres universitaires de Génie Civil de l'AUGC à la Bourboule **2 – 4 juin 2010**

« Ouvrages en service et développement durable »

Les rencontres annuelles de l'AUGC sont organisées traditionnellement en trois volets : le prix jeune chercheur « René Houpert », des communications scientifiques et des ateliers.

Sessions (communications scientifiques)

La diversité des thématiques autour du titre de la conférence et le nombre de communications acceptées ont permis une organisation en cinq sessions parallèles dans le centre des congrès de la Bourboule. Les organisateurs ont reçu 172 propositions qui ont fait l'objet de 139 communications orales. Ces 139 communications présentées ont été réparties, par thèmes scientifiques, en deux catégories : une en présentations orales de 15 minutes (109) et une en présentations orales de 4 minutes suivies d'une session Poster.

Les présentations ont permis de faire le point sur les travaux scientifiques de la communauté de Génie Civil. Les nombreux sujets abordés sont listés ci-dessous :

Sessions mercredi 2 juin : Structures - mixtes et composites ; géotechnique – inspection ; matériaux – expérimentation ; matériaux – formulation béton ; matériaux – bétons fibrés ; ouvrages – risques et fiabilité ; structures – bois ;

Sessions jeudi 3 juin : matériaux – pâtes cimentaires ; géotechnique – érosion ; Incendie – haute température ; matériaux – durabilité ; modélisation – sol et béton ; Habitat ; ouvrages – Infrastructures ; sismique ; structures – systèmes

Sessions vendredi 4 juin : matériaux – formulation ; géotechnique – retrait ; ouvrages – routes et bitume ; modélisation – matériaux ; matériaux – physico-chimie.

Les noms des sessions témoignent du large domaine couvert. Les présidents de sessions et les évaluations du comité scientifique ont permis de sélectionner 16 articles pour un numéro spécial de la revue European Journal of Environmental and Civil Engineering et 15 articles pour les Annales du Bâtiment et des Travaux Publics. Ce numéro présente une première série de 6 articles.

Les travaux présentés permettent d'avoir un panorama de la recherche actuelle en génie civil avec notamment des travaux originaux dans divers domaines comme celui de l'expérimentation et de la mesure (caractérisations à l'échelle de la microstructure sous charge, ...), celui de la formulation des bétons intégrant des aspects physico-chimiques ou bien du comportement à haute température. Les travaux sur la durabilité sont soutenus, dans le domaine du béton (avec notamment l'utilisation de substances comme les inhibiteurs de corrosion) avec des aspects physico-chimiques, mais aussi dans le domaine des systèmes (infrastructures et structures).

Concernant les aspects modélisations, des progrès sont remarqués dans le domaine de la modélisation 3D des milieux hétérogènes que sont les géomatériaux ainsi que les approches couplées. Les développements sur les éco matériaux sont aussi présents.

Conférences invitées et ateliers

Des conférences invitées et des ateliers ont été construits sur les thèmes du développement durable et des relations entreprises-universités. Ainsi, trois conférences invitées ont permis d'illustrer les préoccupations communes entre l'AUGC et ses partenaires professionnels, et d'identifier des pistes d'actions convergentes.

La première, sous la forme d'un atelier animé par M. Thierry KRETZ, a permis d'échanger autour des productions de groupes de travail de l'AFGC. Cette table ronde « AFGC – AUGC » a permis aux membres de l'AUGC de mieux connaître l'AFGC par notamment ses groupes de travail permettant d'éditer des recommandations. Le président du CST a souligné combien la pluralité des apports (pouvoirs publics et maîtres d'ouvrage, entreprises, chercheurs) étaient une garantie de la qualité des recommandations qui résultent de ces travaux collectifs. L'illustration en a été faite avec le rapport de deux groupes de travail qui ont fonctionné avec l'implication d'universitaires (matériaux composites et béton fibrés à ultra haute performance. L'exemple montre l'effet bénéfique de la diversité des groupes alliant Industrie et Université. Ce n'est pas le cas de tous les groupes, un pas important reste encore à franchir et les deux associations ont tout à gagner de se rapprocher davantage sur des actions à cibler et éviter de se disperser (la composition des groupes de travail pourrait faire l'objet d'un « thème » à part entière ?).

La seconde a été consacrée au diagnostic des ouvrages en place. La conférence de M. Christian TRIDON du STTRES a rappelé quels étaient les besoins des maîtres d'ouvrage et des entreprises de réparation, et comment les recherches académiques pouvaient contribuer à améliorer la connaissance sur les mécanismes d'altération, le diagnostic en place, voire à valider les méthodes de réparation.

La troisième conférence était une première, avec une présentation par M. Christophe VEDEL des activités du Syntec. Le champ de l'ingénierie est, lui aussi, demandeur de collaborations potentielles, sachant qu'il s'agit d'un domaine dans lequel les collaborations avec la recherche académique sont encore peu nombreuses. Cette conférence, intitulée « Ingénierie et développement durable » a permis d'identifier le souhait fort de rapprocher universités et ingénieurs. Par ailleurs, ce rapprochement doit conduire à faire progresser la place des docteurs dans la profession, cette évolution en cours s'opère en même temps que l'évolution des générations. Cette troisième conférence était complémentaire d'un atelier, animé par MM. Bernard GAUSSET de Syntec-Ingénierie et Roland GOURVES de Sol-Solution, intitulé « Ingénierie & Universités : quelles complémentarités ? Quelles opportunités ?

D'autres ateliers, plus classiques, ont été organisés sur les Eurocodes (J. Raoul, Setra) et le Génie parasismique (E. Fournely et J.F. Dubé). Ils ont permis de faire le point sur les évolutions réglementaires et leurs impacts sur l'enseignement et la recherche.

Prix Jeune Chercheur « René Houpert »

Cette année encore le concours jeune chercheur, prix René Houpert, de l'AUGC a été un franc succès. Il a été l'occasion pour les jeunes chercheurs sur le point, ou venant, de soutenir leur thèse de faire connaître leurs travaux de recherche à la communauté des universitaires et professionnels du Génie Civil.

Le nombre de participants au concours était de 31 initialement et représentait 16 laboratoires (dont deux hors de nos frontières). Suite à la première phase de sélection, il ne subsistait plus que 26 candidats qui sont tous venus faire une présentation à La Bourboule.

La qualité de l'ensemble des présentations a été à la hauteur de nos attentes et a été soulignée par l'ensemble des jurys. Les finalistes ont par ailleurs pu démontrer, lors de leur présentation finale, une grande maturité tant sur le fond que sur la forme.

Le résultat a été le suivant :

1^{er} prix : Avelines Darquennes (ULB de Bruxelles)

2^e prix : Laetitia Martinie (LCPC Paris)

3^e prix : Thomas de Larrard (LMT Cachan)

4^e prix ex-æquo : Simon Pouget (ENTPE Lyon), Harifidy Ranaivomanana (LMDC Toulouse), Laila Tataie (LGCIE Lyon)

La suite des présentations est prévue dans le n° 6 de 2010, et au fil de l'année 2011.

Bonne lecture.

résumés — abstracts

ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES BÉTONS PAR LES RÉSEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS

S. M. A. BOUKLI HACENE, F. GHOMARI, A. KHELIDJ, B. DERRAS

Les standards exigent pour toute nouvelle réalisation dans le B.T.P. la formulation d'un béton répondant à des classes de résistances. Le travail présenté dans cet article s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'étude de l'influence de la qualité des constituants du béton sur la résistance à la compression de ce dernier.

Pour ce faire, nous avons lancé un programme de travail expérimental pour la confection de plus de 1600 éprouvettes cylindriques, utilisant les matériaux locaux. Les bétons ont été formulés à l'aide de la méthode de Dreux-Gorisso. Deux cures ont été adoptées pour les éprouvettes confectionnées, cure à l'air libre et immersion dans l'eau.

Nous montrons d'une part, que les propriétés intrinsèques des constituants du béton étudié et particulièrement les granulats concassés offrent, au béton réalisé, des résistances tout à fait satisfaisantes et d'autre part, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistances à la compression. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus a constitué une banque de données. Cette dernière nous a permis d'estimer la résistance à la compression du béton en utilisant un réseau de neurone artificiel (RNA) de type Perceptron multicouches avec la règle de rétro-propagation du gradient pour l'apprentissage. Les entrées du RNA sont l'affaissement, l'air occlus, l'eau et le dosage en ciment. Par ailleurs, la seule sortie du réseau est la résistance à la compression à 28 jours. Les résultats obtenus montrent, la convergence des résistances à la compression à 28 jours estimées avec celles mesurées.

ESTIMATION OF COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORK (ANN)

The standards within the construction industry require formulation of a strength classes' concrete. In this paper, we study the quality influence of concrete on the compressive strength. More than 1600 cylindrical specimens 16x32 cm, using local materials, were tested in our laboratory. The mixtures are obtained using the Dreux-Gorisso method and the cure of the specimens is done both out in the open and immersed in water. We show that the components' intrinsic properties of the studied concrete and particularly the broken up particles, offer to the concrete complete satisfactory resistances. We also show that the cement proportioning for the selected class does not offer notable differences as regards to compressive strengths. The results we obtained are collected as a data bank. We estimate the compressive strength of concrete using the multi layer perceptron artificial neural network method (ANN). The inputs are the slump, the content air, dosage of water and dosage of cement, while the output is the compressive strength of concrete at 28 days. We found that the concrete compressive strengths at 28 days could be readily and accurately estimated from the established neural network.

CONFECTION DE BÉTONS AUTOPLAÇANTS ALGÉRIENS À BASE DE GRANULATS CONCASSÉS

MOHAMMED-RISSEL KHELIFA, XAVIER BRUNETAUD, MUZAHIM AL-MUKHTAR

Les bétons autoplaçants «BAP» se distinguent des bétons vibrés par leurs propriétés à l'état frais. Ils sont capables de s'écouler sous leur propre poids quelque soit le confinement du milieu et restent homogènes au cours de l'écoulement. En général, ils possèdent un même dosage en ciment et en eau que les bétons vibrés ainsi qu'un volume de sable assez proche, mais l'apport de fines est privilégié au détriment des granulats, ce qui permet d'établir un compromis entre la stabilité et la maniabilité du BAP. L'objectif de cette étude est de proposer des formules de bétons autoplaçants stables et homogènes, réalisés exclusivement à base de matériaux algériens, notamment des granulats concassés, et dont les performances à l'état durci sont similaires à celles des bétons ordinaires.

MAKING SELF COMPACTING CONCRETE WITH ALGERIAN CRUSHED AGGREGATES

Self-compacting concretes «SCC» are distinguished from vibrated concrete through their properties in fresh state. They are able to flow under their own weight whatever, regardless of the environment and remained homogeneous during the flow. In general, they have the same mixed cement and water that the vibrated concrete and an equivalent volume of sand, but the contribution of fines is privileged at the expense of aggregates, which provides a compromise between the stability and maneuverability of the SCC. The aim of this study is to design satisfactory SCC, exclusively made out of Algerian materials, including crushed aggregates. These SCC must prove solid state properties at least as good as ordinary concretes.

ANALYSE FIABILISTE D'ASSEMBLAGES COUVRE-JOINT EN ACIER INOXYDABLE

J. AVERSENG, A. BOUCHAÏR, A. CHATEAUNEUF

Les aciers inoxydables sont amenés à jouer un rôle important dans le domaine de la construction, en particulier parce qu'ils offrent une grande ductilité et une importante capacité d'écrouissage. Cependant, il a été montré par une étude expérimentale menée au LaMI sur des assemblages couvre-joints que le calcul selon les règles actuelles est limité, en particulier sur des modes de ruine complexes impliquant de grandes déformations. Dans cette étude, un modèle éléments finis reproduisant le comportement complexe d'assemblages couvre-joint est utilisé pour identifier les paramètres les plus influents sur le comportement de ces assemblages. Des résultats obtenus sur un large ensemble de configurations, un métamodèle est construit et exploité au sein d'une approche fiabiliste pour évaluer et enrichir les méthodes de vérification disponibles pour les assemblages en acier inoxydable dans l'objectif de fiabilité prescrit par les Eurocodes.

RELIABILITY ANALYSIS OF STAINLESS STEEL COVER PLATE JOINTS

Stainless steel becomes more and more important in construction, particularly due to its highly ductility and strain hardening capacity. However, an experimental study on cover-plate joints conducted at the LaMI allowed evaluating some limits of EN1993-1-4, considering complex failure modes. In this study, a non-linear finite element model reproducing the complex behaviour of cover plate joints is used to distinguish the major parameters influencing the behaviour of these joints. A meta-model based on the quadratic response surface method is built and exploited through a reliability approach in order to assess and enrich the available calculation methods for stainless steel joints in the objective of reliability level of Eurocodes.

UTILISATION DE FILS EN ALLIAGE À MÉMOIRE DE FORME POUR LA CRÉATION DE PRÉCONTRAINTE DANS DES POUTRELLES EN BÉTON

TRAN HANH, DEBSKA ALEKSANDRA,
BALANDRAUD XAVIER, DESTREBECQ
JEAN-FRANÇOIS

L'étude traite de l'utilisation de fils d'alliages à mémoire de forme pour créer des précontraintes dans des poutrelles en béton. Des fils en nickel-titanium avec des températures de transformation particulières sont d'abord étirés à l'état martensitique à température ambiante. Ils sont ensuite fixés en parement des poutres. Un cycle thermique est appliqué afin de transformer la martensite en austénite. Ainsi l'effet mémoire est activé dans les fils. L'évolution des déformations dans les poutres est mesurée par jauge extensométrique. L'apparition de précontraintes est clairement observée durant la procédure jusqu'au retour à température ambiante. L'influence de l'étiement initial des fils et des températures de transformation est discutée.

PRESTRESSING CONCRETE BEAMS WITH SHAPE MEMORY ALLOYS WIRES

The study deals with the use of shape memory alloys (SMAs) to create prestresses in concrete prismatic beams. Nickel-titanium SMA wires with suitable transformation temperatures are first stretched in the martensite state at ambient temperature. Then they are placed onto the surface of the beams. A thermal cycle is applied to transform the martensite to austenite, in order to activate the shape memory effect in the wires. The strain evolution in the concrete beams is measured with strain gauges. An active prestress effect is clearly observed in the beams during the procedure until cooling down to ambient temperature. The influence of the initial stretch of the wires and the transformation temperatures is discussed.

ESTIMATION DE L'EFFET DE LA GÉOLOGIE ET DES PARAMÈTRES DU TUNNELIER SUR LES TASSEMENTS PAR LES RÉSEAUX DE NEURONES

R. BOUBOU, F. EMERIAULT, R.KASTNER

Ce papier présente une méthodologie de corrélation entre les mouvements de sol et les paramètres du creusement des tunnels par tunnelier à front pressurisé. A partir du cas d'un tunnel peu profond en zone urbaine, un modèle basé sur les réseaux de neurones est employé pour déterminer les paramètres opérationnels de tunnelier les plus influents sur la forme et l'amplitude des tassements en surface, en tenant compte également des autres paramètres géologiques et géométriques.

Les données analysées issues du chantier de la ligne B du métro de Toulouse ont été reproduites par le modèle proposé avec un accord raisonnable. Une procédure d'élimination est proposée pour identifier les paramètres de tunnelier les plus influents et une analyse de sensibilité au profil géologique montre l'effet des différents types de sol sur les mouvements de surface.

USING NEURAL NETWORKS TO ASSESS GEOLOGY AND TBM OPERATIONAL PARAMETERS INFLUENCE ON SETTLEMENTS

This paper presents a methodology to correlate ground surface movements and TBM operation parameters. Based on a case study of shallow tunnel in dense urban area, a model based on the use of artificial neural networks is employed in order to determine the most influential TBM operational parameters on the shape and the amplitude of the surface settlements, by taking account also the other geological and geometrical parameters. The analysed data selected from the excavation of the subway line B tunnel of Toulouse were reproduced by the proposed model with a reasonable agreement. An elimination procedure is proposed to identify the most influential operation parameters and a sensitivity analysis shows the effect of different types of soil on the ground movements.

MODÉLISATION DISCRÈTE D'UNE STRUCTURE EN SOL RENFORCÉ PAR GÉOCELLULAIRE ET SOUMISE À UN IMPACT

MAXIME SOUDÉ, ROLAND GOURVES, MICHEL GREDIAC, YOUNES HADDANI, AURÉLIE TALON

Depuis 1996, en partenariat avec les laboratoires LERMES et aujourd'hui LaMI de l'Université Blaise Pascal, l'entreprise Sol-Solution a mené différents travaux de recherche afin de développer la connaissance et la maîtrise du comportement mécanique de son procédé de renforcement de sol M3S. Depuis 2007, Sol-Solution étudie le comportement de son procédé sous sollicitation dynamique. Cet article détaille la démarche suivie ayant conduit au choix d'étudier le phénomène de choc au moyen de simulations numériques par la méthode des éléments discrets. Les hypothèses de modélisation sont alors présentées pour chaque matériau constitutif du système. Une simulation 2D d'impact d'une sphère sur une nappe de géotextile est ensuite présentée. Enfin, l'influence des liaisons intercellulaires sur la réponse globale du système est étudiée.

DISCRETE MODELLING OF A SOIL STRUCTURE REINFORCED BY GEOCELLS UNDER IMPACT LOAD

Since 1996, with the help of LERMES and now LaMI laboratories from Blaise Pascal University, Sol-Solution company lead different research works to increase its knowledge of its soil reinforced process M3S mechanical behaviour. Since 2007, Sol-Solution studies its process behaviour under dynamic loading. This paper deals with the chosen approach which led to the decision of studying impact phenomenon by using numerical simulations with the discrete element method. Modelling hypothesis are shown for each material constituting the system. Then, a 2D impact simulation on a geocell structure by a sphere is shown. Finally, the intercellular bonds influence on the system response is also studied.

ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DES BÉTONS PAR LES RÉSEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS

S. M. A. BOUKLI HACENE, F. GHOMARI, A. KHELIDJ, B. DERRAS

Laboratoire EOLE, Département de Génie Civil de la Faculté de Technologie,
Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen, BP 230 Chetouane, Tlemcen 13000, Algérie
GeM (UMR CNRS 6183) – IUT de Saint-Nazaire, Université de Nantes,
58, rue Michel-Ange, BP 420, 44606 Saint-Nazaire Cedex, France
Département de Génie Civil, Université Dr. Moulay Tahar, Saïda

1. INTRODUCTION

Au niveau régional et national le béton est le matériau de construction utilisé par excellence au sein de tous les chantiers, aussi bien dans les secteurs du bâtiment que ceux des travaux publics ; il n'a pas de substitut économique et performant. Le compromis trouvé entre résistance mécanique, économie, esthétique et facilité de mise en œuvre, offre à ce matériau la première place dans la construction au niveau mondial. La qualité des constructions en béton est très liée à celle de ses constituants. Cependant, très peu d'études de recherche sont consacrées en Algérie, pour mettre l'accent sur les aspects liés à la composition des bétons en fonction de leurs emplois. La résistance est intimement liée aux caractéristiques intrinsèques et au dosage des différents matériaux qui composent le mélange.

Notre travail s'inscrit dans le cadre d'une thématique de recherche qui a pour objectif principal d'une part, l'étude de la qualité des bétons issus de matériaux locaux, à savoir : le ciment de Béni-Saf ainsi que les granulats de l'entreprise nationale Algérienne des granulats (E.N.G) et d'autre part, la constitution d'une banque de données sur les matériaux, les constituants et les bétons de la région de Tlemcen en vue de combler un manque quasi-total d'informations sur les aspects de la mécanique des bétons de la région.

Nous sommes partis de cet état de fait, en vue d'étudier, l'influence de la nature des constituants sur la qualité mécanique du mélange, en particulier la résistance à la compression. Dans un important programme expérimental où plus de 1600 éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été confectionnées, destiné à apprécier l'effet de plusieurs paramètres du composite qu'est le béton (quantité d'eau, quantité de ciment, rapport gravier/sable, teneur en air occlus) sur sa résistance à la compression, trente six mélanges ont été réalisés dans notre laboratoire avec les mêmes constituants.

Tous les essais pratiqués dans le programme expérimental préconisé ont été réalisés selon les normes nationales et internationales reconnues dans le domaine (NA, AFNOR et ASTM). Aussi, nous avons mesuré les caractéristiques du béton à l'état frais (ouvrbilité, air occlus, masse volumique) et à l'état durci (résistance à la compression) à l'aide d'essais destructifs.

Dans cet article, nous contribuons aussi à l'élaboration d'une relation entre l'affaissement, l'air occlus, l'eau et le dosage en ciment d'une part et la résistance à la compression à 28 jours d'autre part. Ce modèle utilise L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus conformément au programme expérimental. Ces données sont utilisées comme des paramètres d'entrée et de sortie du modèle neuronal.

2. PROVENANCE ET CARACTÉRISATION DES MATERIAUX UTILISÉS

Nous avons utilisé dans cette étude un ciment à faible classe de résistance, il s'agit du CPJ CEM II/A 32,5 qui répond à la norme Algérienne NA 44, de la Société des Ciments de Béni-Saf appartenant à la wilaya de Ain-Temouchent. Pour la confection des différents bétons, nous avons utilisé l'eau potable distribuée par le réseau du service public de la Daira de Chetouane appartenant à la ville de Tlemcen. Les granulats utilisés proviennent de deux grandes carrières de la région de Tlemcen, en l'occurrence la carrière Djebel Abiod de Sidi Abdelli et la carrière Dhar El Mendjel d'El Malah qui appartiennent à l'Entreprise Nationale des Granulats (ENG), ce choix est dicté par le fait que ce sont ces deux carrières qui approvisionnent principalement la région de part leur importance en production. Ces granulats calcaires concassés sont commercialisés en tant que classes granulaires : sable 0/3 et gravillons de classes 3/8, 8/16, 16/25.

Les analyses concernant la composition chimique, la composition de Bogue minéralogique et les caractéristiques physico - mécaniques du ciment ainsi que les propriétés de ces granulats ont été réalisées au sein de notre laboratoire. Les carrières Djebel Abiod et Dhar El Mendjel produisent des sables propres qui répondent aux exigences de la norme NA 455. Dans le cadre de notre étude, nous les avons utilisé tel quel. Nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour la réalisation des formulations de bétons préconisés et ce malgré leurs modules de finesse respectifs grossiers ainsi que les légères discontinuités que présentent les courbes granulométriques. En revanche, les graviers des deux carrières présentent une propreté satisfaisante (< 3 %), une forme favorable ($C_f < 30 \%$) ainsi qu'une bonne résistance aux chocs et à l'usure, avec un coefficient LA < 40 % et MDE < 35 % [BOU 07], [BOU 09].

3. PLAN EXPÉRIMENTAL

Connaissant l'importance que revêt le dosage en ciment et le rapport E/C sur les caractéristiques du béton à l'état frais et à l'état durci, nous avons choisi de faire varier ces deux paramètres selon l'organigramme présenté en figure 1, ce qui nous a conduit à la réalisation de 36 formulations de béton.

Nous avons utilisé aussi deux modes de maturation ; les éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été conservés après confection et démoulage soit à l'air libre soit en immersion totale dans l'eau (NA 426).

La reproductibilité de l'essai de compression est très difficile à obtenir, étant donné que les risques d'erreurs concernant cet essai sont multiples : il suffit souvent que l'une des spécifications ne soit pas suivie au cours de l'essai, pour obtenir un résultat aberrant. On se concentre ici sur des essais réalisés avec rigueur et pour lesquels une étude statistique peut être conduite. C'est pourquoi nous avons étudié expérimentalement pour chaque paramètre vingt éprouvettes au lieu des trois conventionnelles. Chaque mesure de résistance est donc la valeur moyenne obtenue sur environ une vingtaine d'éprouvettes et ceci après avoir rejeté les quelques valeurs aberrantes en utilisant le test tabulé pour la loi normale.

Les bétons réalisés ont été confectionnés conformément aux normes en vigueur [AFN 02], [NOR 92]. Les matériaux préalablement séchés dans l'étuve à $110 \pm 5^\circ\text{C}$, sont introduits dans le malaxeur dans l'ordre suivant: graviers (16/25, 8/16, 3/8), ciment, sable et eau. Après un malaxage à sec de l'ordre de 1 minute, on ajoute l'eau de gâchage et on poursuit le malaxage pendant 2 minutes. La mise en place dans les moules cylindriques 16x32 cm a eu lieu soit, par vibration ou par piquage, en fonction des résultats de l'essai d'affaissement et conformément aux normes NF P 18-421, 422, 423.

Dans le cadre de cette étude nous avons considéré le rapport E/C constant et non pas l'ouvrabilité du béton.

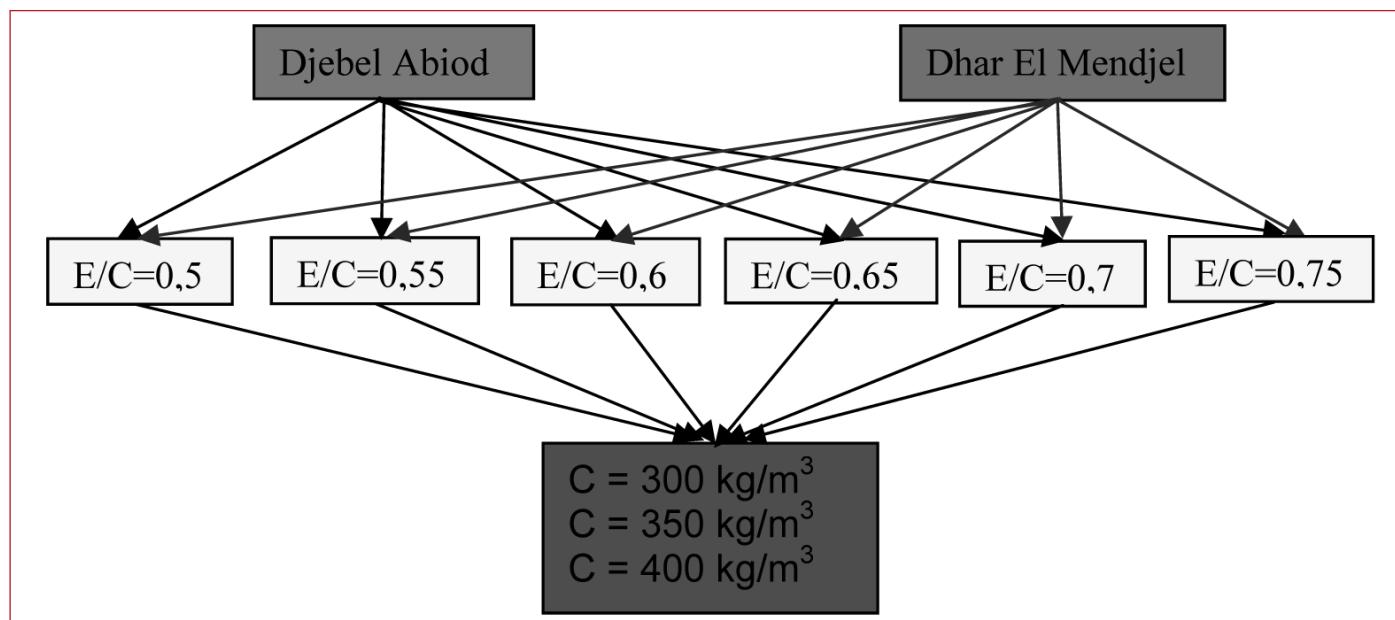


Figure 1. Organigramme du programme expérimental

	Sable + Gravillons (kg/m ³)	Ciment (kg/m ³)	Eau (kg/m ³)
Béton DA (carrière Djebel Abiod)	1731,1	350	210
Béton DM (carrière Dhar El Mendjel)	1772,6	350	210

Tableau 1. Composition des bétons

La campagne d'essais comprend deux parties : la première concerne l'optimisation du squelette granulaire des bétons. Les bétons sont formulés dans un premier temps par la méthode Dreux-Gorisso [DRE 95], puis optimisés en utilisant la méthode Baron-Lesage [BAR 76], [BAR 96], qui consiste à déterminer le rapport gravillon/sable (G/S) optimum. Le rapport G/S optimum est celui qui donne, à pâte constante, l'affaissement le plus élevé. Dans la deuxième partie de la campagne d'essais, les bétons sont formulés sur la base des squelettes granulaires optimisés précédemment, en faisant varier le rapport E/C ainsi que le dosage en ciment. Parmi les propriétés étudiées nous ne présentons que les résultats concernant les résistances à la compression à 28 jours, mesurés au laboratoire sur éprouvettes cylindriques normalisés.

4. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

4.1 Optimisation des proportions du squelette granulaire

Nous avons déterminé le rapport G/S optimum pour deux bétons dont les compositions sont précisées dans le tableau 1.

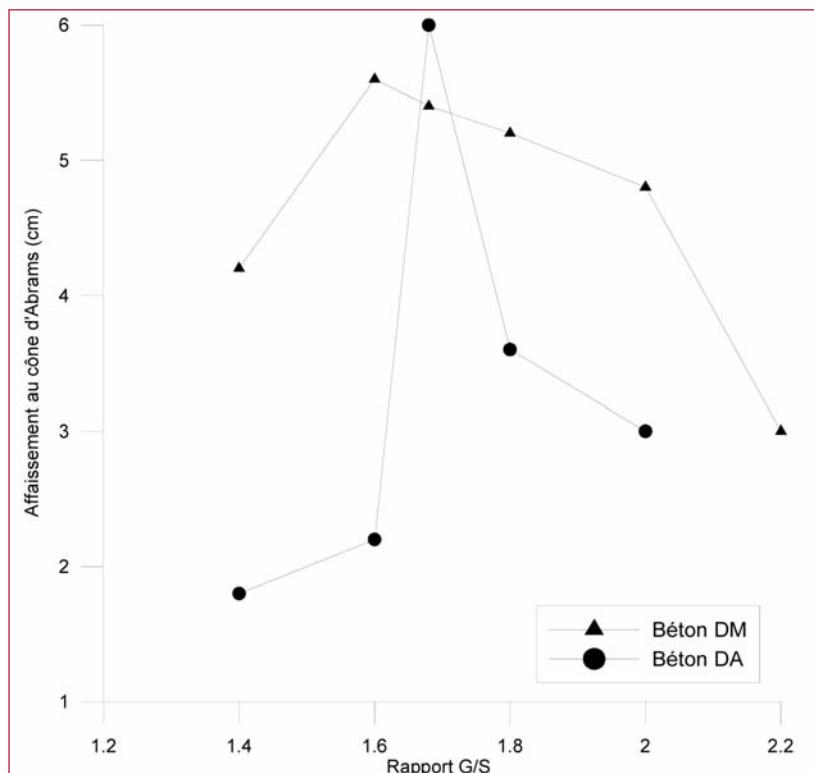


Figure 2. Optimisation du rapport G/S en fonction de l'affaissement.

Suivant la méthode Baron-Lesage, nous avons fabriqué plusieurs gâchées pour chaque béton et le rapport G/S a été modulé de 1,4 à 2,2. La figure 2 montre que le rapport optimum expérimental (pour lequel l'affaissement est maximal) est de 1,7 pour le béton DA et il est de 1,6 pour le béton DM.

4.2 Variabilité des résistances

Pour mettre en exergue, l'étude statistique élaborée à partir des résultats de résistances à 28 jours, nous avons constaté que tous les résultats obéissent à la loi normale et nous présentons sur les figures 3 et 4, à titre d'exemple, l'histogramme de répartition des résistances, ainsi que la distribution de ces résistances suivant la loi normale et ceci pour E/C = 0,55, C = 350 kg/m³, granulats de Djebel Abiod et une cure à l'eau.

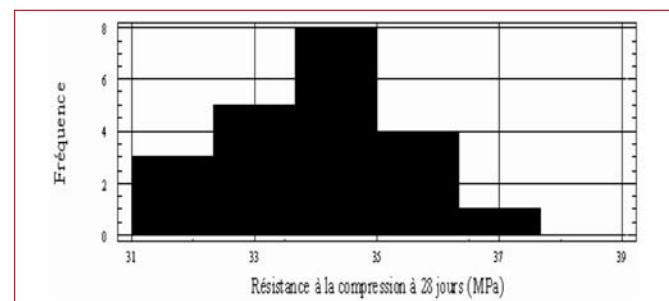


Figure 3. Histogramme de répartition des résistances à 28j (Djebel Abiod).

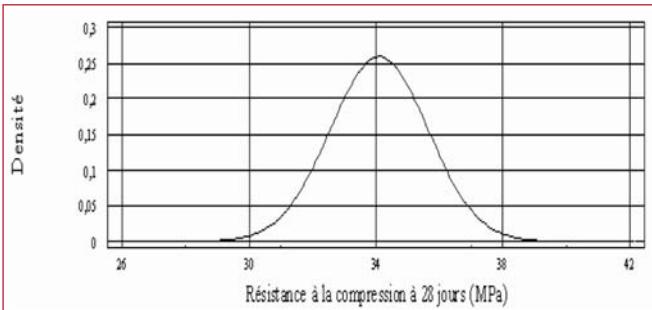


Figure 4. Distribution des résistances à 28j selon la loi Normale (Djebel Abiod).

La figure 3, montre la présence d'une dispersion des résistances obtenues qui est pratiquement inévitable mais qui reste dans le domaine de l'acceptable ($\sigma < 5\%$). Ceci est dû principalement au fait qu'une gâchée entière ne permettait la réalisation que de quatre éprouvettes en même temps. De plus, la confection des 40 éprouvettes ne se faisait pas tout à fait dans les mêmes conditions expérimentales. La multiplication des gâchées pour avoir la totalité des éprouvettes étudiées ne permettait pas à notre avis une répétabilité des corps d'épreuves.

4.3 Influence du rapport E/C sur la résistance à la compression des bétons

En pratique, le rapport E/C est le facteur le plus important qui conditionne la résistance à la compression d'un béton [POP 95]. Comme on le voit sur les figures 5 et 6, le dosage en ciment pour la classe choisie n'offre pas de différences notables en matière de résistance à la compres-

sion. Dans ces conditions un dosage de 350 kg/m^3 reste suffisant et par conséquent économique. Ce qui justifie l'utilisation d'un modèle en puissance pour les trois dosages testés. Ces figures montrent aussi la relation pratique existante entre la résistance et le rapport E/C, il s'agit de courbes caractéristiques de bétons à base d'un ciment de type CPJ CEM II/A 32,5. Les valeurs expérimentales s'ajustent convenablement selon une loi de puissance, conformément à la règle générale formulée par René Féret en 1896 ainsi que celle établie par Duff Abrams en 1919. Sous sa forme la plus complète, la relation de Féret s'écrit comme suit :

$$f_c = k_f f_{mc} \left[\frac{v_c}{v_c + v_e + v_a} \right]^2 \quad [1]$$

ou f_c est la résistance du béton à l'échéance considérée, f_{mc} la résistance normale du ciment à la même échéance, v_c, v_e, v_a les volumes respectifs de ciment, d'eau et d'air occlus rapportés au volume du béton ; k_f est un coefficient. Dans notre cas $f_{mc} = 48,7 \text{ MPa}$ et $k_f = 5$.

Dans le cadre de notre travail, les volumes d'air ont été mesurés avec un aéromètre à béton (norme NF P 18-353) et l'équation que nous avons utilisé pour le tracer de la courbe de Féret est la suivante :

$$f_c = \frac{243,5}{\left(1 + 2,98 \left(\frac{E + V_a}{C} \right) \right)^2} \quad [2]$$

Les figures 5 et 6 montrent que les valeurs des résistances à la compression calculées par la relation de Féret sont

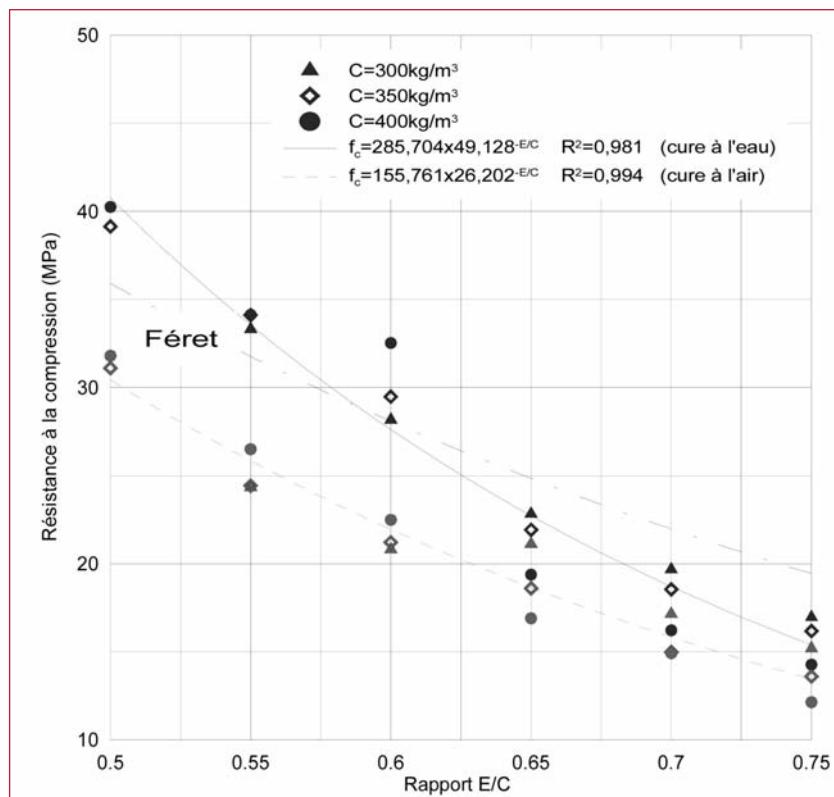


Figure 5. Relation entre la résistance à la compression à 28j et le rapport eau/ciment (Djebel Abiod).

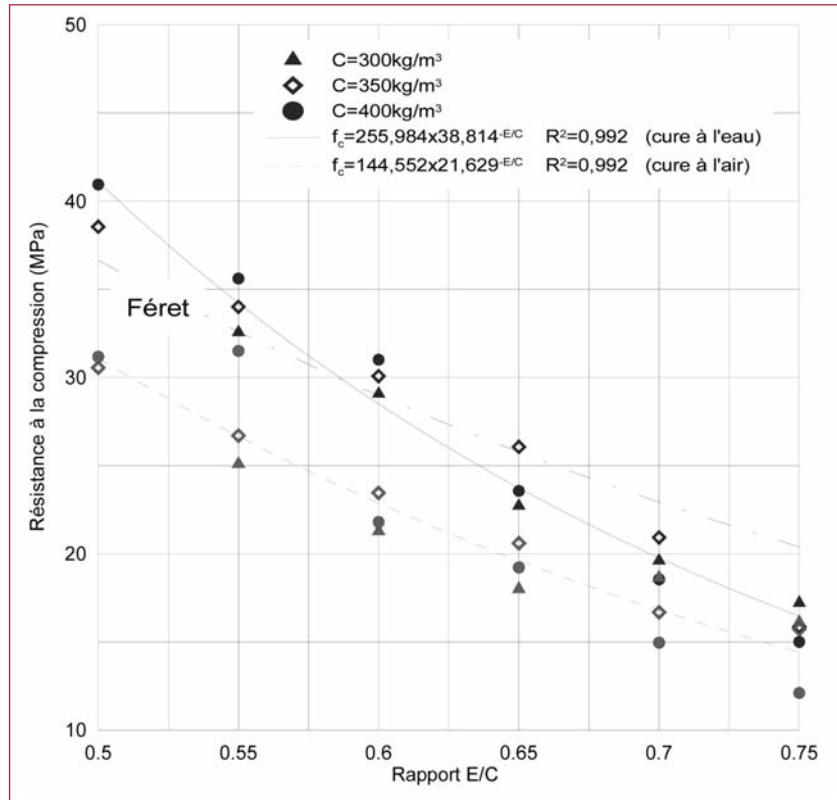


Figure 6. Relation entre la résistance à la compression à 28j et le rapport eau/ciment (Dhar El Mendjel).

légèrement différentes de celles effectivement mesurées, ceci peut être du à l'incertitude de l'aéromètre à béton qui est de l'ordre de 0,5 %. A cela s'ajoute une autre incertitude, difficile à estimer : en effet, ce que l'on mesure est le volume d'air du béton en place dans l'aéromètre et non celui du béton en place dans les éprouvettes sur lesquelles nous mesurons la résistance. Or le volume d'air, sensible aux conditions de malaxage et de mise en place, peut différer d'un cas à l'autre.

Les résultats obtenus permettent d'observer que la résistance est d'autant plus élevée que le rapport E/C diminue. Depuis bientôt cent seize ans que la règle de Féret a été proposée, nous nous contentons de montrer ici, qu'elle permet une très bonne prévision de la résistance à la compression des bétons préparés avec différents rapports E/C (Fig. 5 et 6). Elle sous-estime toutefois les résistances pour $f_c > 29$ MPa et les surestime pour $f_c \leq 29$ MPa. Cela permet d'être en sécurité pour la moyenne partie des bétons ou $f_c \geq 25$ MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)).

4.4. Architecture du réseau de neurones artificiel (RNA)

Dans ce travail, nous avons préconisé un réseau de neurone artificiel (RNA) de type Perceptron multicouches avec la règle de rétro-propagation du gradient pour l'apprentissage dont l'objectif est d'estimer la résistance à la compression du béton. Les entrées du RNA sont l'affaissement, l'air occlus, le dosage en eau et le dosage en ciment.

Par ailleurs, la seule sortie du réseau est la résistance à la compression à 28 jours.

Pour l'élaboration du présent RNA, nous avons utilisé 70 % de la banque de données dans la phase apprentissage, 15 % pour la validation croisée et 15 % des données sont gardées pour la phase test.

Pour ce faire, nous avons choisi une architecture unique pour RNA en utilisant une seule couche cachée [HEC 91], [WAN 99], [NIH 00] -pour éviter le surapprentissage du réseau- dont le nombre de neurones est égale à cinq, soit la somme des neurones d'entrée et de sortie. En outre, la mise à jour des poids synaptiques se fait par paquets ; c'est-à-dire après chaque itération. Par ailleurs, la fonction tangente hyperbolique est choisie comme fonction d'activation de la couche cachée avec une fonction linéaire pour la couche de sortie.

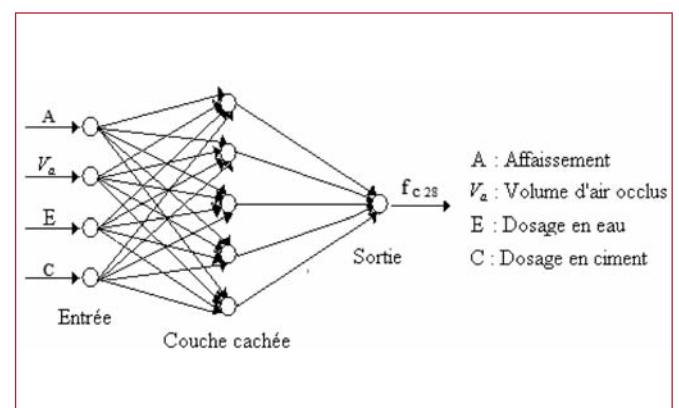


Figure 7. Réseau de neurones présenté par les paramètres d'entrées, la couche cachée et le paramètre de sortie.

4.4.1 Comparaison entre valeurs estimées par le RNA et mesurées de la résistance à la compression des bétons

Une comparaison a été faite entre les résistances à la compression obtenues par le modèle neuronal et celles effectivement mesurées. Les résultats de l'apprentissage et la validation croisée sont présentés sur les figures 8a et 8b. Ces

figures révèlent une très forte corrélation avec des coefficients de détermination $R^2 = 0,957$ pour l'apprentissage et $R^2 = 0,941$ pour la validation. Ces coefficients de détermination nous renseignent sur la bonne qualité globale de l'apprentissage et de la validation. Les erreurs quadratiques, pour leurs parts, sont très petites et sont de l'ordre de 0,01.

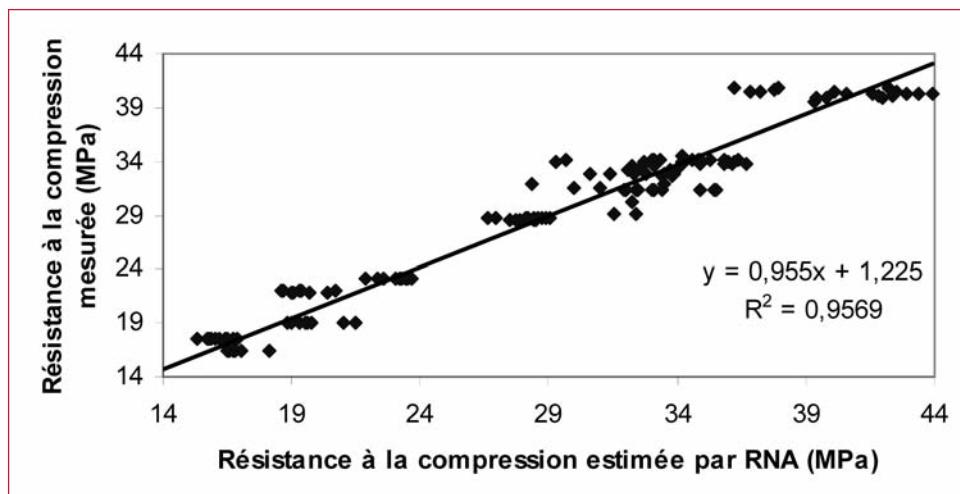


Figure 8a. Résistances à la compression estimées et mesurées (phase apprentissage)

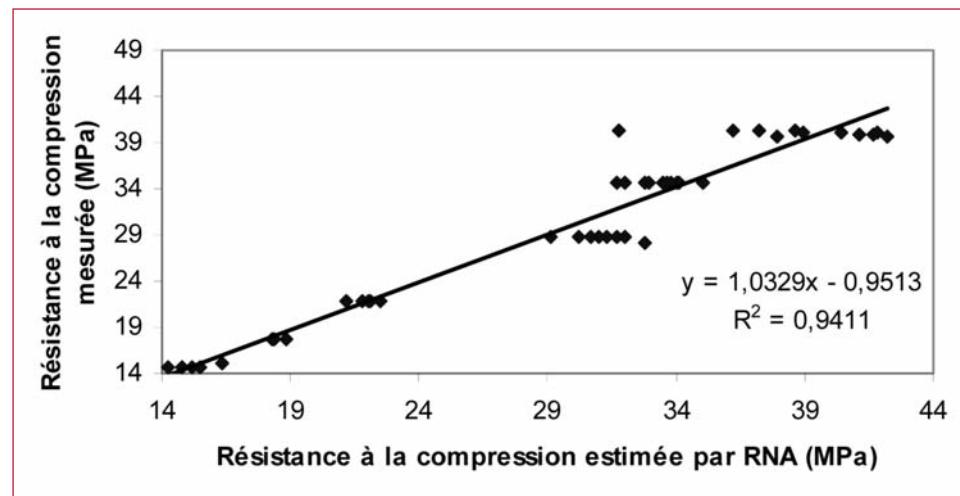


Figure 8b. Résistances à la compression estimées et mesurées (phase de validation croisée)

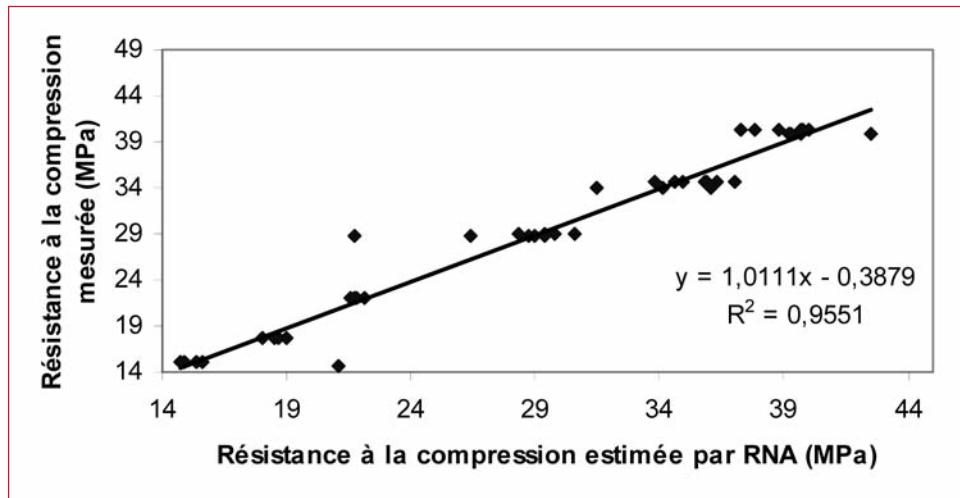


Figure 9. Résistances à la compression estimées et mesurées (phase test)

Par la suite, un test a été effectué en faisant toujours la comparaison entre les résistances à la compression mesurées et celles estimées par le modèle neuronal, en utilisant des résistances à la compression qui n'appartiennent pas à la base de données de l'apprentissage et de la validation. Le test a été fait avec 15 % de la base de données totale. Cette comparaison (figure 9) révèle une très forte corrélation avec $R^2 = 0.955$. En outre, l'erreur quadratique est de l'ordre de 0,01.

5. CONCLUSIONS

A l'issue de la campagne d'essais, qui a constitué un travail expérimental considérable (environ 1600 éprouvettes 16x32 cm ont été confectionnées), on peut dresser la liste de conclusions suivantes :

- Dans le cadre de l'optimisation des proportions du squelette granulaire, le rapport optimum expérimental G/S trouvé (pour lequel l'affaissement est maximal) est de 1,7 pour le béton DA et il est de 1,6 pour le béton DM.
- Les éprouvettes conservées à l'eau ont présenté des résistances plus élevées que celles conservées à l'air suite à une hydratation plus complète du ciment. Le rapport entre la résistance à 28 jours (cure à l'air) et la résistance conventionnelle à 28 jours (cure à l'eau) est en moyenne égale à 0,7.
- Selon les normes en vigueur sur l'application des cures au béton et en considérant la classe faible du ciment utilisé ce sont les rapports E/C de 0,5, 0,55 et 0,6 qui offrent aux bétons les valeurs de résistances supérieures à 25 MPa (valeur exigée par l'Organisme National Algérien de Contrôle Technique de la Construction (CTC)) pour une cure à l'eau. Si le béton sèche à l'air libre, seuls les rapports E/C de 0,5 et 0,55 respectent cette exigence. Il est donc très important d'utiliser une cure soit par protection du béton contre le séchage par exemple par une bâche, soit par vaporisation de l'eau au jeune age quand on utilise des rapports E/C très faibles.
- Les bétons mis au point couvrent une gamme de résistance extrêmement large depuis 12,1 MPa jusqu'à des bétons de 40,9 MPa destinés pour les structures en béton armé de bâtiment ou de travaux publics et ce pour une classe de résistance de 32,5.
- Pour un rapport E/C donné, les résistances à la compression ne semblent pas être affectées par le dosage en ciment (300 kg/m³, 350 kg/m³ et 400 kg/m³), ceci est valable pour tous les rapports E/C examinés. Dans ces conditions, un dosage de 350 kg/m³ reste suffisant et par conséquent économique.
- Les valeurs expérimentales des résistances s'ajustent convenablement selon une loi en puissance, conformément à la règle générale formulée par René Féret en 1896 ainsi que celle établie par Duff Abrams en 1919. La règle de Féret permet une très bonne prévision de la résistance à la compression de bétons préparés avec différents rapports E/C. Elle sous-estime toutefois les résistances pour

$f_c > 29$ MPa et les surestime pour $f_c \leq 29$ MPa. Cela permet d'être en sécurité pour la moyenne partie des bétons ou $f_c \geq 25$ MPa (valeur exigée par le CTC).

- La validation du présent modèle est réalisée avec des données non utilisées auparavant. Cette validation est effectuée en confrontant les valeurs des résistances estimées par le réseau de neurones artificiels et celles effectivement mesurées. Les résultats obtenus montrent, la convergence des résistances à la compression à 28 jours estimées vers celles mesurées. L'erreur relative entre les résistances à la compression à 28 jours estimées par le réseau de neurone artificiel (RNA) et celles mesurées n'excède guère une moyenne de 5,7 %.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [AFN 02] AFNOR. , Béton et constituants du béton. Tome 1 : Spécifications du béton et de ces constituants, 5e édition, 2002, Paris, 431 p.
- [BAR 96] BARON J., OLLIVIER J.P., Les bétons bases et données pour leur formulation, Edition Eyrolles, Paris, 1996, p.523.
- [BAR 76] BARON J., LESAGE R. , La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier, Rapport de recherche des LCPC N° 64, Paris, Décembre 1976.
- [BOU 07] BOUKLI HACENE M.A., GHOMARI F. “Study of the compression resistance of local concretes”, Twelfth International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering, ICSGE, Cairo, Egypt, 10-12 December, 2007, pp.1005-1014.
- [BOU 09] BOUKLI HACENE M.A., GHOMARI F., KHELIDJ A., “Compressive Strengths of Concrete Formulated with Algerian Local Materials”, Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 3, No. 2, 2009, April, pp.103-117.
- [DRE 95] DREUX G., FESTA J., Nouveau guide du béton et ses constituants, éditions Eyrolles, 1995, Paris, p.317.
- [HEC 91] HECHT – NIELSEN R., Theory of the Back - Propagation Neural Network, in: H. Wechsler (Ed.), Neural Networks for Perception, Vol. 2, Academic Press, San Diego, CA, 1991, pp. 65 — 93.
- [NIH 00] NI HONG-GUANG, WANG JI-ZONG, “Prediction of compressive strength of concrete by neural networks”, Cement and Concrete Research, 30 (2000), pp. 1245-1250, June.
- [NOR 92] NORMES ALGERIENNES ; édition et diffusion Abou Hamou Moussa, Alger, 1992.
- [POP 95] POPOVICS S., POPOVICS J., “Computerisation of the Strength versus W/C Relationship”, Concrete International, vol. 17, N°4, 1995, pp. 37-40, April.
- [WAN 99] WANG J. - Z., NI H. - G., “Prediction of compressive strength of cement based upon BP neural networks”, J Chin Ceram Soc 27 (4) (1999) pp. 408 — 414.

CONFECTION DE BÉTONS AUTOPLAÇANTS ALGÉRIENS À BASE DE GRANULATS CONCASSÉS

Mohammed-Rissel KHELIFA, Xavier BRUNETAUD, Muzahim AL-MUKHTAR

Centre de Recherche sur la Matière Divisée, Polytech'Orléans - Université d'Orléans, CNRS-CRMD
1B rue de la Férollerie, 45071 Orléans Cedex 2, (France)

Département LMD Sciences et Techniques- Faculté des Sciences de l'Ingénieur de l'Université de Batna (Algérie).
Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures-Département de génie Civil
de l'Université de Constantine (Algérie).

1. INTRODUCTION

De nombreuses méthodes de formulations des bétons auto-plaçants (BAP) existent aujourd’hui dont la plupart des formules sont conçues de manière empirique. Ainsi, un grand nombre de formulation est basé sur l’expérience acquise ces dernières années [ROL 98, DES 05 et DES 07].

L’Association Française de Génie Civil (AFGC) a mis en place des techniques pour la caractérisation des BAP à l’état frais qui sont appliquées dans la profession du BTP. Cependant, il n’existe pas encore pour les BAP de méthode de formulation généralisée, comme peut l’être la méthode de Dreux-Gorisso pour les bétons ordinaires [AFG 02, TUR 04]. En effet, cette méthode n’est pas adaptée, car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions, alors que ce sont des composants essentiels pour la confection d’un BAP.

Dans l’objectif de promouvoir l’utilisation des BAP en Algérie et d’adopter les matériaux locaux aux normes européennes pour ce type de bétons, nous cherchons à développer des formules de BAP stables et homogènes, réalisés exclusivement à base de matériaux algériens : ciment, granulats et adjuvants. L’une des spécificités est que les granulats utilisés sont concassés, alors que les gra-

nulats roulés sont préférés pour la confection des BAP. Les performances à l’état durci de ces bétons devront être similaires à celles des bétons ordinaires. Ainsi, les entreprises algériennes de BTP seront en mesure de concurrencer les entreprises internationales implantées en Algérie et qui utilisent les bétons auto-plaçants dans la construction de nombreux hôtels, complexes touristiques et hôpitaux.

Ce travail a été réalisé grâce à la collaboration de trois entreprises algériennes : l’Entreprise Nationale des Granulats (ENG) d’El-Khroub d’où proviennent tous les granulats utilisés (0/5, 5/8 et 8/15), la cimenterie d’Aïn-Touta qui a mis à notre disposition toute sa gamme de ciments et l’entreprise GRANITEX d’Alger, qui nous a fourni les adjuvants (superplastifiant et agent colloïdal).

2. MATÉRIAUX UTILISÉS

Tous les granulats utilisés sont des granulats calcaires concassés, de couleur blanche. Nous avons utilisé le sable 0/5 et les granulats 5/8 et 8/15. Le sable contient une grande quantité de fines, de l’ordre de 18 %, ce qui est une quantité suffisante pour confectionner un béton auto-plaçant. Il n’a donc pas été nécessaire d’ajouter du filer calcaire.

Deux ciments de classe 42,5 ont été utilisés, le premier est un CEM I 42,5 PM-ES, ciment sans ajouts pris comme ciment de référence et le second ciment est un CEM II/A 42,5 qui contient de 80 % de clinker, 5 % de gypse et 15 % de filler calcaire. Il a été sélectionné parmi 19 variantes, car il possède le meilleur rapport classe 42,5/coût.

Le superplastifiant utilisé est le MEDAFLOW 30 à base de polycarboxylates et l'agent de viscosité est le MEDACOL BSE, destiné principalement à la confection des bétons et mortiers coulés sous l'eau. Il est composé essentiellement d'agent colloïdaux et de micro silice ultra fine [GRA 07].

3. CONFECTION DES BÉTONS PRÉLIMINAIRES

Pour tester l'efficacité des matériaux utilisés, principalement celles de l'agent colloïdal, du volume de pâte et du rapport Eau/fines, nous avons réalisé une campagne exploratoire, basée sur la formulation de neuf bétons (figure 1) et la composition de chaque formulation est donnée par le tableau 1. Ainsi, l'objectif de cette étude préliminaire est d'obtenir au moins un béton autoplaçant vérifiant toutes les caractéristiques à l'état frais d'un BAP et ayant une résistance à la compression à 28 jours proche de celle des bétons vibrés.

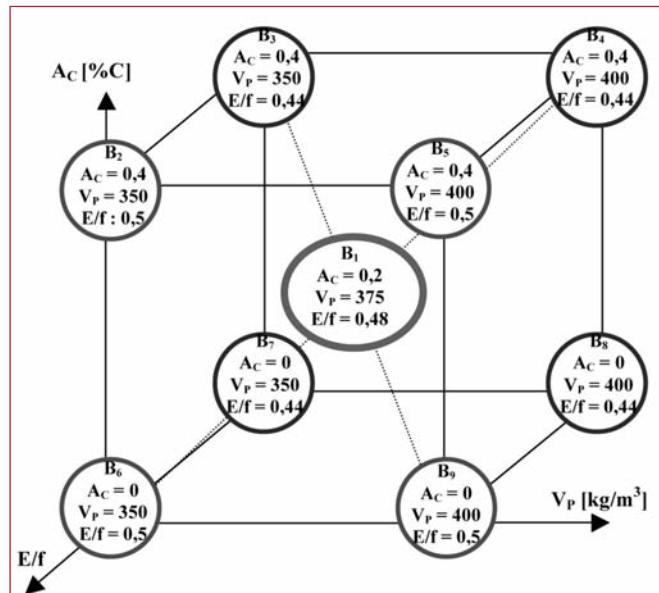


Figure 1. Champ de variation des paramètres des bétons préliminaires

3.1 Caractérisation des différents bétons à l'état frais

D'après les essais à l'état frais des différents bétons (figure 2), on remarque que plus l'air occlus augmente, plus la masse volumique mesurée diminue. Ce simple effet d'augmentation de volume par augmentation de l'air entraîné est la conséquence de l'utilisation de l'agent colloïdal.

En tenant compte de la stabilité au tamis qui doit être inférieure à 15 % pour un BAP (figure 3) ainsi que des étalements au cône d' Abrams qui doivent être compris entre 60 et 75 cm et à l'anneau japonais entre 50 et 65 cm (figure 4), trois des neufs bétons confectionnés répondent aux caractéristiques, à l'état frais, d'un béton autoplaçant ; soient les bétons B₁, B₆ et B₇.



Figure 2. Mesure de l'étalement à l'anneau japonais

Bétons	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈	B ₉
Ciment (kg)	306	260	295	375	333	260	297	377	335
Sable 0/5 (kg)	822	855	859	782	787	862	856	782	785
Granulat - G ₁ 5/8 (kg)	235	243	243	222	224	246	244	222	224
Granulat - G ₂ 8/15 (kg)	540	560	560	510	515	565	562	510	515
Superplastifiant, S _P (kg)	1,8	1,6	1,8	2,3	2,0	1,6	1,8	2,3	2,0
Eau (kg)	220	207	196	224	238	208	196	225	239
Agent colloïdal, A _C (kg)	0,6	1,0	1,2	1,5	1,3	/	/	/	/
Volume de pâte, V _P (kg)	375	350	350	400	400	350	350	400	400
Eau/fines (E/F)	0,48	0,50	0,44	0,44	0,50	0,50	0,44	0,44	0,50

Tableau 1. Formulations des bétons préliminaires pour 1m³

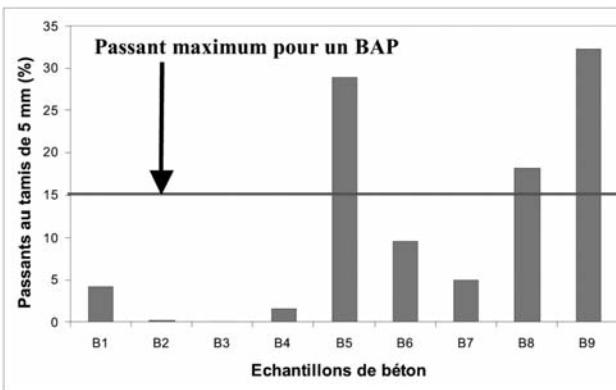


Figure 3. Stabilité au tamis de 5mm des différents bétons confectionnés

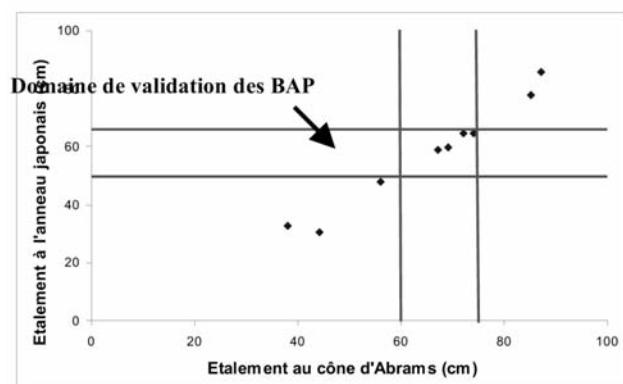


Figure 4. Etal. à l'anneau japonais en fonction de l'etal. au cône d'Abra

3.2 Caractérisation des bétons sélectionnés à l'état durci

Nous avons testé les résistances à la compression à un an après avoir conservé les éprouvettes dans l'eau à 20°C pendant 28 jours puis à l'air libre dans une pièce à 20°C. Les résistances à la compression sont données en MPa par le Tableau 2. Nous remarquons que les résistances obtenues sont très faibles comparées aux résistances habituelles des bétons ordinaires. L'état des éprouvettes après écrasement à la compression simple (figure 5) montre une ségrégation importante, une forte porosité et une pâte de ciment très friable. Cela est probablement dû au faible dosage en ciment et au fort rapport E/F. Pour remédier à ce problème et obtenir un béton autoplaçant à résistance équivalente à celle des bétons ordinaires, nous avons dû :

- Augmenter le dosage en ciment et le fixer à 350 kg/m³ ;
- Ne plus raisonner en Eau/fines mais en Eau/Ciment et diminuer considérablement son apport dans la formulation du béton.

C (kg)	S (kg)	G ₁ (kg)	G ₂ (kg)	E (kg)	S _P (%C)	A _C (%C)	E/F
350	922	262	602	206	1,4	0,05	0,59

Tableau 3. Formulation du BAP₀₁

- Ajuster le % du superplastifiant tout en diminuant l'agent colloïdal pour avoir un BAP stable avec un minimum d'air occlus.

Nous avons ainsi obtenu le BAP₀₁ à base de granulats concassés (formulation en tableau 3), dont la composition est donnée par le tableau 3 et qui répond à toutes les caractéristiques à l'état frais d'un béton autoplaçant (tableau 4) et aussi résistant à la compression sur des éprouvettes 11x22 qu'un béton ordinaire : 16 et 19 MPa à 7 et 28 jours respectivement.

Échantillons	B ₁	B ₆	B ₇
R _{c360j} [MPa]	13	7	17

Tableau 2. Résistances à la compression à un an des bétons sélectionnés

A _{occlus} (%)	Et. Abr. (cm)	Et. AJ(cm)	Stabilité (%)
3,6	58	53	2,0

Tableau 4. Essais caractérisant le BAP₀₁ à l'état frais

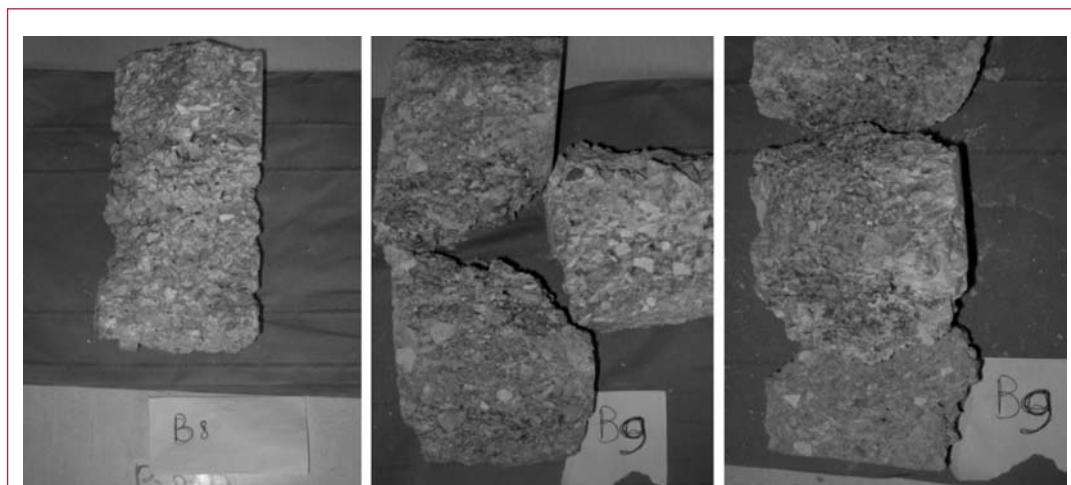


Figure 5. Aspect des éprouvettes 11x22 après essai de compression à la rupture

4. CONFECTION DES BÉTONS AUTOPLAÇANTS ÉQUIVALENTS

Nous avons utilisé la méthode du seuil d'équivalence qui a été élaborée par Nicolas Roussel et Philippe Coussot du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et de l'Université Paris Est [ROU 08], elle montre qu'il existe une corrélation quantitative très correcte entre la forme finale du matériau et le seuil de cisaillement.

Le principe général de l'essai est le suivant : un volume Ω de pâte de ciment, de mortier ou de béton est versé lentement sur une surface lisse horizontale (figure 6), le diamètre de la galette ($D = 2R$) obtenue après arrêt de l'écoulement est mesuré et corrélé au seuil τ_c du matériau par la relation (1) :

$$\tau_c = \frac{225\rho g \Omega^2}{128\pi^2 R^5} \quad (1)$$



Figure 6. Mesure du seuil de cisaillement selon Roussel et Coussot

Le volume minimum testé est de 300 mL pour une pâte de ciment et 500 mL pour un mortier. Cependant, la corrélation en régime d'étalement proposée [ROU 08], n'existe que si :

- le rapport épaisseur de galette sur son rayon est faible, généralement $e \leq R/5$ (2).
- les effets de tension superficielle sont négligeable (légèrement humidifier la plaque métallique sans laisser de gouttelette).
- l'épaisseur de la galette formée est au moins égale à 5 fois la taille du plus gros grain (sable tamisé à 2 mm).

Les mélanges autoplaçants ayant le même τ_c devraient présenter les mêmes propriétés à l'état frais. Nous souhaitons obtenir d'autres bétons autoplaçants, mais avec un autre rapport E/C et un autre ciment. Nous avons donc testé plusieurs formulations de mortier et nous avons comparé le seuil d'écoulement de chacune d'entre elles à celui de mortier issu du béton BAP₀₁. En sélectionnant les temps découllement les plus proches de notre objectif, nous obtenons les pourcentages de superplastifiant à utiliser pour

obtenir des bétons autoplaçants équivalents à notre référence (figure 7).

Les quatre principales formulations de mortiers sont données en fonction de deux E/C : 0,59 et 0,49 et deux types de ciments, le CEM II/A 42,5 et le CEM I 42,5 (tableau 5).

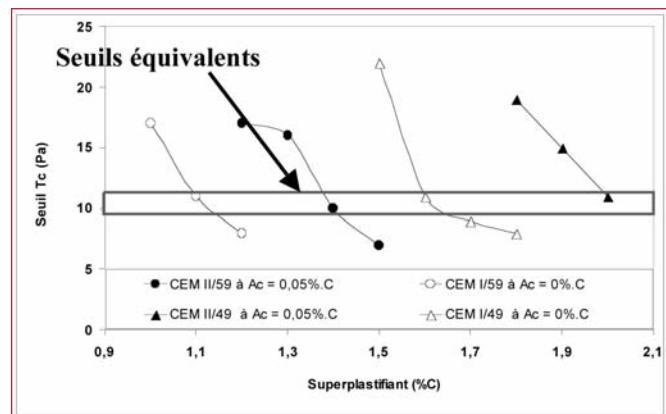


Figure 7. Graphe récapitulatif de $T_c = f (S_p)$ pour les quatre bétons

Mortiers	M ₁ :CEMII/59	M ₂ :CEMI/59	M ₃ :CEMII/49	M ₄ :CEMI/49
Ciment	CEM II 42,5	CEM I 42,5	CEM II 42,5	CEM I 42,5
E/C	0,59	0,59	0,49	0,49
A _c (%C)	0,05	0,05	/	/
S _p (%C)	1,4	1,1	2,0	1,6
Seuil τ_c (Pa)	10	12	11	11

Tableau 5. Résultats obtenus par la méthode du seuil de cisaillement

La validation de notre méthode a nécessité la confection des bétons relatifs aux mortiers retenus. Les formulations des quatre bétons autoplaçants résultants et leurs caractéristiques à l'état frais sont données par les tableaux 6 et 7, leurs résistances à la compression à 7 et à 28 jours sont données par la figure 8. Les essais à l'état frais vérifient les caractéristiques d'un BAP pour les quatre formulations. Les résistances atteintes sont comparables à celles d'un béton ordinaire.

Nous remarquons que c'est le type de ciment qui joue le plus sur les résistances à 7 jours (le CEM I générant la plus forte résistance), mais c'est le rapport E/C qui finalement influence considérablement les résistances à 28 jours.

Bétons	BAP ₁ :CEMII/59	BAP ₂ :CEMI/59	BAP ₃ :CEMII/49	BAP ₄ :CEMI/49
C utilisé	CPJ CEM II 42,5	CPA CEM I 42,5	CPJ CEM II 42,5	CPA CEM I 42,5
C (kg)	350	350	350	350
S _{0,5} (kg)	922	922	971	971
G _{5,5} (kg)	262	262	275	275
G _{8,5} (kg)	602	602	633	633
S _p (kg)	4,9	3,9	7,0	5,6
E (kg)	206	206	172	172
A _c (g)	175	175	/	/
E/C	0,59	0,59	0,49	0,49
M _v (kg/m ³)	2,3	2,3	2,4	2,4

Tableau 6. Formulations des quatre BAP retenus pour 1 m³ de béton

Bétons	CEMII/59	CEMI/59	CEMII/49	CEMI/49
A _{occlus} (%)	3,6	3,9	2,9	4,7
Et. Abr. (cm)	58	59,5	74	68
Et. AJ(cm)	53	54,5	57	59
Stabilité (%)	2,0	2,2	2,8	2,6

Tableau 7. Essais caractérisant les quatre BAP à l'état frais

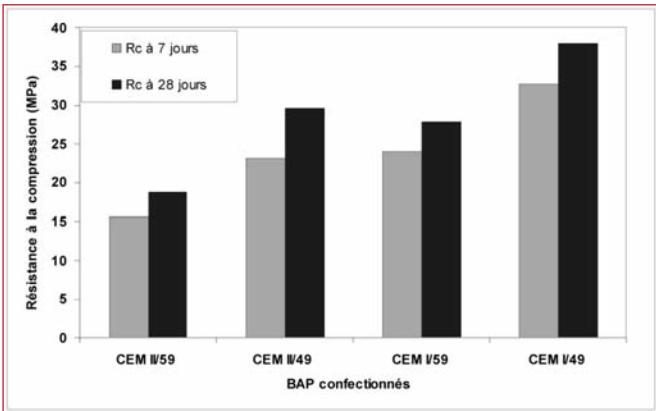


Figure 8. Résistance mécanique des différents BAP confectionnés à 7 et 28 jours

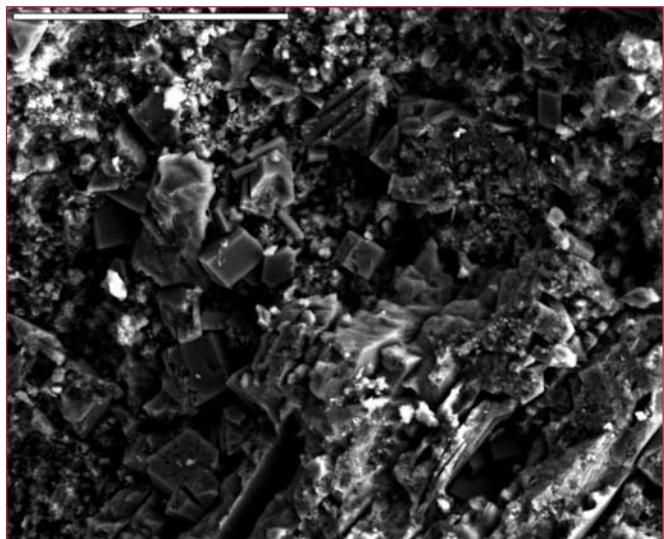


Figure 9. Observation au MEB – Fracture x1000 d'un BAP CEM II/59 soumis à l'immersion / séchage à 105° qui indique une présence de nombreux cristaux de mirabilite et aucune formation d'ettringite

5. ÉTUDE DE LA DURABILITÉ

Les différents bétons confectionnés ont subi des tests de vieillissement accélérés (immersion complète, immersion / séchage à 60°C, immersion / séchage à 105°C et exposition à un brouillard salin) pour étudier leur durabilité face à l'attaque sulfatique externe [KHE 09]. Des mesures à l'échelle macroscopique (prise de masse, résistance mécanique, module dynamique, allongement...etc) et une étude à l'échelle microscopique (microscope électronique à balayage (figure 9), diffraction par rayons X, et porosité au mercure) ont révélé que les bétons formulés ont bien réagi face à l'attaque sulfatique externe imposée par les différents protocoles.

6. CONCLUSION

Les principales conclusions de cette étude sont :

- Neuf formulations préliminaires de bétons ont été gâchées et caractérisées à l'état frais, seules trois d'entre elles pouvaient être considérées comme des BAP.
- La campagne de formulation de BAP à base de ciment CEM II/A 42,5 a donné la formulation optimale d'un béton autoplaçant en tenant compte du coût de notre BAP et de ses performances mécaniques.
- La mesure du seuil de cisaillement selon Roussel et Coussot basée sur l'étalement des différentes mortiers nous a permis de déterminer trois autres formulations de BAP à partir de celle obtenue pendant la campagne d'essais. Les quatre formulations se différencient par le type de ciment utilisé (CEM II/A 42,5 et CEM I 42,5) et par leur rapport E/C (0,49 et 0,59).
- Les quatre formulations de BAP réalisées à partir de matériaux exclusivement algériens, notamment des granulats concassés, ont vérifié toutes les caractéristiques d'un béton autoplaçant à l'état frais et les performances mécaniques à 7 et à 28 jours sont comparables à celles d'un béton ordinaire.

Enfin, cette étude est encourageante pour les trois entreprises algérienne partenaires car leurs matériaux peuvent être employés avec les formulations obtenues pour confectionner des bétons autoplaçants 100% algériens. Ainsi, ces entreprises peuvent promouvoir l'emploi de BAP algérien et concurrencer les entreprises étrangères dans le secteur des constructions complexes en grande expansion en Algérie.

7. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [ROL 98] Rols S., Ambroise J. and Péra J., "Effects of different viscosity agents on the properties of self-compacting concrete", Cement and Concrete Research, 29 : 461-465, 1998.
- [DES 05] De Schutter G. «Guidelines for testing fresh self compacting concrete» European Research Project, 2005.
- [DES 07] De Schutter G., Tearwe L. «Self compacting concrete», SSC proceeding of the 5th international Rilem symposium, RILEM, 2007.
- [AFG 02] Association Française de Génie Civil «AFGC», Bétons autoplaçants – Recommandations provisoires, Paris, Juillet 2002.
- [TUR 04] Turcry P., Thèse de doctorat en Génie Civil, « Retrait et fissuration des bétons autoplaçants – Influence de la formulation », Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes, le 3 février 2004.
- [GRA 07] Granitex-NP, Dossiers techniques de la société Granitex, BP 85, 16270 Oued Smar, 2007, Alger.
- [ROU 08] Roussel N., «Ecoulement et mise en œuvre des bétons», Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, août 2008.
- [KHE 09] Khelifa M. R., Thèse de doctorat en Génie Civil, « Effet de l'attaque sulfatique externe sur la durabilité des bétons autoplaçants », Ecole Polytechnique d'Orléans, Université d'Orléans, le 20 juin 2009.

ANALYSE FIABILISTE D'ASSEMBLAGES COUVRE-JOINT EN ACIER INOXYDABLE

J. AVERSENG, A. BOUCHAÏR, A. CHATEAUNEUF

Université Montpellier 2, Laboratoire de Mécanique et Génie Civil, UMR 5508 – CC 048,

Place Eugène Bataillon, 34095 Montpellier Cedex 5

Clermont Université, Université Blaise Pascal, LaMI, Polytech, BP 206, 63000 Clermont-Ferrand

1. INTRODUCTION

L'utilisation de l'acier inoxydable dans le domaine des structures se développe de plus en plus grâce aux nombreuses qualités de ce matériau. En effet, celui-ci possède un comportement non linéaire hautement ductile et fortement écrouissable, ce qui apporte une grande dissipation d'énergie sous chargement cyclique ou accidentel et d'importantes redistributions d'efforts avant rupture au sein des structures. De plus, c'est un matériau esthétique, résistant

à la corrosion et aux hautes températures. Il est donc parfaitement adapté pour la réalisation des assemblages structuraux qui nécessitent résistance et capacité de déformation. La réglementation prend en compte certaines de ses particularités, cependant certaines exigences, calquées sur le comportement de l'acier au carbone, sont incomplètes. Dans cette étude, une analyse fiabiliste du comportement d'un assemblage de type couvre-joint, modélisé numériquement, est présentée. Les résultats sont utilisés pour qualifier et enrichir les prescriptions actuelles vis-à-vis des objectifs de fiabilité des Eurocodes.

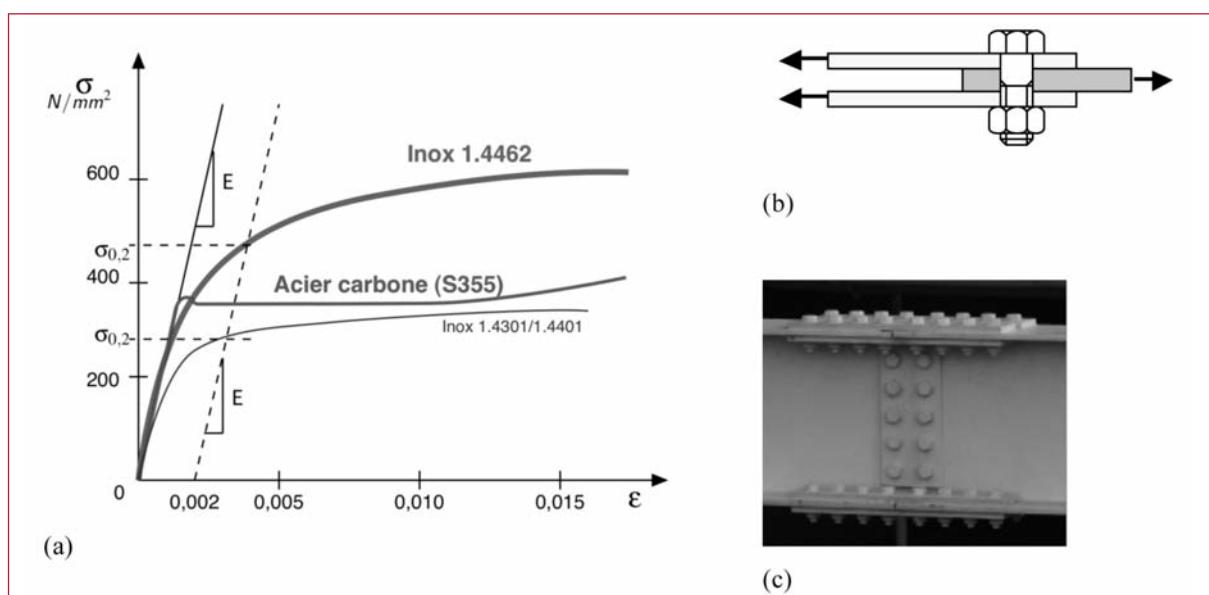


Figure 1. Courbes de comportement typiques (a) ; schéma de principe (b) et exemple d'assemblage couvre-joint (c)

1.1 Aciers inoxydables et assemblages

Le comportement des aciers inoxydables, contrairement à l'acier au carbone, est non linéaire sur tout leur domaine de déformation avec une certaine anisotropie. C'est pourquoi leur limite élastique est définie conventionnellement pour une déformation plastique de 0,2 % (figure 1.a). De plus, ces aciers peuvent montrer un fluage important à température ambiante, ce qui impose de limiter les contraintes à long terme [EUR 06].

Les assemblages de structure les plus courants utilisent comme organes d'assemblages des boulons qui peuvent être sollicités en traction, cisaillement ou une combinaison des deux. Parmi les différents types d'assemblages rencontrés en structure, le couvre-joint est assez commun car son principe de fonctionnement est simple et consiste à transmettre des efforts de traction ou de compression directe entre deux plaques par l'intermédiaire de boulons soumis à du cisaillement (figure 1.b). On rencontre aussi ce type d'assemblage dans des systèmes plus complexes, de type poutre-poteau ou en continuité de poutre, dans lesquels le moment fléchissant est transmis par différents couvre-joints en traction et en compression (figure 1.c).

1.2 Cadre réglementaire

Sur le plan réglementaire, le calcul des structures en acier inoxydable est couvert par l'EN1993-1-4 [CEN 04] qui comporte des additifs aux règles établies pour l'acier au carbone afin de prendre en compte les particularités des aciers inoxydables. La grande différence avec l'acier au carbone en terme de justification concerne la résistance en section nette et en pression diamétrale. Ainsi, pour un plat troué soumis à la traction, la résistance en section nette est donnée par l'équation [1] :

$$N_{u,Rd} = k_r \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad [1]$$

où $k_r = (1+3.r.(d_0/u - 0,3)) \leq 1$; r est le rapport du nombre de boulons en section sur le nombre total de boulons dans l'assemblage ; $u = 2.e_2 \leq p_2$; A_{net} est la section nette ; d_0 est le diamètre nominal du trou ; e_2 et p_2 sont respectivement la pince et l'entraxe transversal (figure 2).

La résistance en pression diamétrale est donnée par l'expression [2], sans modification par rapport au cas de l'acier carbone.

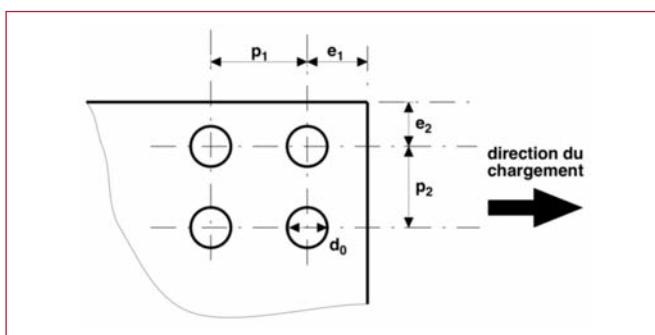


Figure 2. Notations réglementaires des dimensions d'un assemblage boulonné

$$F_{b,Rd} = k_l \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} \quad [2]$$

dans laquelle $\alpha_b = \min \{ e_1/(3.d_0) ; p_1/(3.d_0) - 1/4 ; f_{ub}/f_u ; 1.0 \}$, $k_l = \min \{ 2.8.e_2/d_0 - 1.7 ; 2.5 \}$ et e_1 la pince longitudinale. Avec un acier inoxydable, les déformations des trous sous charges de service peuvent être pénalisantes, c'est pourquoi une valeur réduite de la limite ultime f_u , définie en [3] est introduite afin d'éviter une vérification aux états limites de services. En effet, cela impliquerait de déterminer, par un calcul complexe, les déformations de l'assemblage.

$$f_{ur} = 0,5 f_y + 0,6 f_u \quad [3]$$

1.3 Contexte de l'étude

Des études se sont intéressées au comportement d'éléments de structure en acier inoxydable [BUR 00][KOU 00][VAN 00] afin d'évaluer les dispositions de l'Eurocode 3. Une étude menée au LaMI [RYA 00][BOU 02][SCI 00] fût orientée sur les assemblages boulonnés de type couvre-joint en acier inoxydable (figure 3.a) et en particulier aux expressions réglementaires de résistance, à la capacité relative des assemblages et notamment à la déformation en pression diamétrale [BOU 05]. Ainsi, il a été montré qu'une vérification sous combinaison de charges aux états limites ultimes de résistance n'est pas suffisante pour éviter des déformations inacceptables aux états limites de service. Cette approche est en effet implicitement admise pour l'acier au carbone dont le faible rapport entre les limites ultime et élastique est généralement compris entre 1,1 et 1,5. Pourtant, ce rapport peut dépasser 2 pour les aciers inoxydables austénitiques alors que le rapport entre les sollicitations ELU et ELS est compris entre 1,35 et 1,5.

Récemment, une analyse multi composante d'assemblages du même type (figure 3.b) a été menée en s'appuyant sur un modèle numérique [BOU 08][AVE 09] prenant en compte les non linéarités matérielles et géométriques et les déformations locales au niveau du contact entre boulons et plaques (figure 3.a). Les résultats ont été validés par comparaison avec les données expérimentales sur trois assemblages de différentes dimensions. Cette approche a permis d'identifier les influences des différentes sources de déformations (figure 3.a) et les paramètres majeurs intervenant dans le comportement global de ces assemblages. Ceux-ci sont : la loi constitutive du matériau, l'épaisseur du plat, la pince longitudinale et la largeur de l'assemblage.

Bien que représentant fidèlement le comportement de ces assemblages, cette approche ne permet pas de tenir compte globalement de la variabilité de toutes les caractéristiques matérielles et dimensionnelles. De plus, nous avons montré que les expressions analytiques réglementaires, qui permettent de calculer la résistance de composants d'assemblage et qui sont établies dans un objectif de fiabilité connu, sont partiellement adaptées aux particularités des aciers inoxydables. C'est pourquoi une étude complémentaire à portée plus globale et s'appuyant sur les méthodes fiabilistes est menée. Cette analyse est menée sur

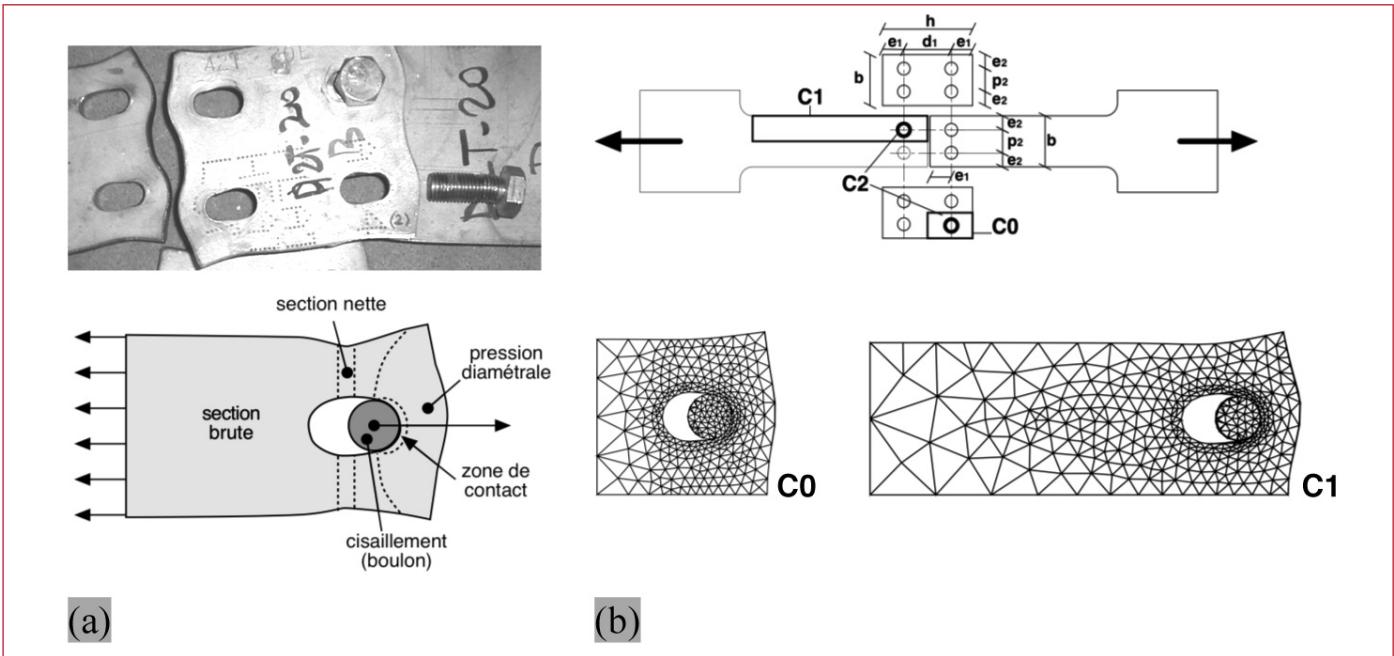


Figure 3. Résultat d'essais et sources de déformation (a) ; analyse multi composantes à l'aide d'un modèle éléments finis (b)

un méta-modèle de la fonction d'état limite construit à partir de données issues d'un modèle numérique mis à jour et paramétré pour cette étude.

2. MÉTA-MODELE D'UNE COMPOSANTE D'ASSEMBLAGE DE TYPE COUVRE JOINT

Afin d'évaluer d'un point de vue fiabiliste le critère de résistance ou tout autre critère lié au comportement d'un assemblage, il est nécessaire de s'intéresser à la fonction d'état limite correspondante. Or cette fonction comporte de nombreux paramètres et peut être très complexe à évaluer. Il peut donc être intéressant d'utiliser à la place un méta-modèle approché de même ordre. Ce modèle alternatif présente alors comme avantage de fournir rapidement au sein d'une seule entité les caractéristiques et les comportements de toute une population d'assemblages sans avoir à recourir systématiquement à une analyse numérique lourde. Il présente également l'avantage d'atténuer le bruit numérique résultant du calcul numérique non linéaire, ce qui

favorise la stabilité de l'algorithme de calcul de la fiabilité de l'assemblage. De plus, c'est un modèle continu qui permet dans une certaine mesure d'effectuer des extrapolations. Ce méta-modèle est construit à partir d'un nombre limité de valeurs issues d'un modèle de référence. On s'appuie ici sur le modèle éléments finis d'une composante simple représentant un axe en contact dans une plaque trouée (figure 4).

2.1 Modélisation éléments finis

Ce modèle fait partie d'un modèle d'assemblage plus général [AVE 09]. L'axe est modélisé comme un cylindre lisse de diamètre d et de hauteur deux fois plus importante que l'épaisseur t de la plaque. Sa face inférieure est bloquée selon z et ses deux faces sur x (direction du chargement imposé en déplacement) et y . La plaque est percée d'un trou de diamètre d_0 positionné sur son axe longitudinal. Dans son plan, le bord inférieur et le côté gauche sont bloqués transversalement, à l'image de la composante C1 du modèle initial (figure 3.b). Selon z , les coins et quatre points autour du trou en face inférieure sont maintenus (figure 4).

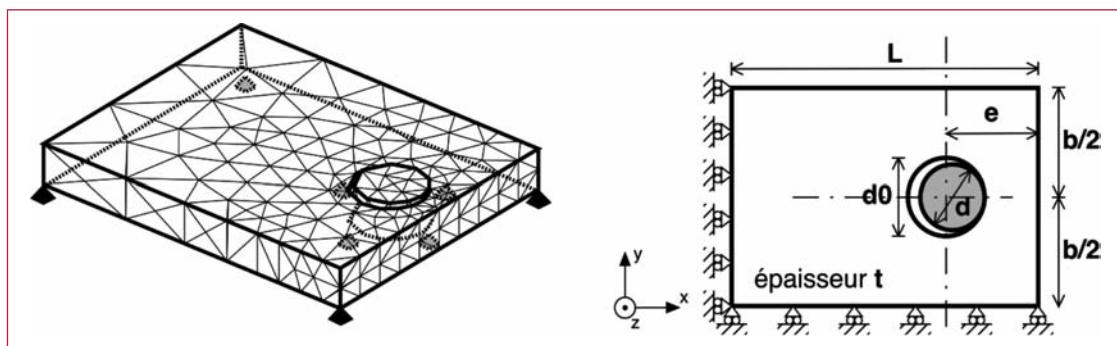


Figure 4. Maillage, conditions d'appuis et paramètres du modèle numérique

Le chargement est un déplacement imposé à l'axe de 10 mm selon x, ce qui permet d'aller au-delà des critères de déplacement en phase ultime typiquement adoptés [KIM 99]. La courbe de comportement pour le matériau constituant la plaque est dérivée de celle d'un acier au carbone par l'intermédiaire du facteur k. Elle est de type bilinéaire, de pente $E = 210$ GPa dans le domaine élastique et telle que le rapport f_u/f_y est égal à k pour un taux de déformation arbitraire de 70 %. Le matériau constituant le boulon est un acier inoxydable de limite ultime $f_{ub} = 800$ MPa à 25 % d'allongement dont la courbe est issue de tests expérimentaux [RYA 00].

2.2 Plan d'expérience

Le modèle numérique est utilisé pour générer les lois de comportement en force-déplacement d'une population de plus de 400 assemblages définis par les paramètres variables suivants (figure 4) : la largeur du plat b, la pince longitudinale e, l'épaisseur t et la loi constitutive du matériau. La longueur L du plat et les diamètres d et d_0 respectivement du boulon et du trou sont fixés. Les domaines de variation des différents paramètres sont donnés dans le tableau 1.

Paramètres variables	Valeur	paramètres fixes	Valeur
b	30 à 80 mm	L	100 mm
e	15 à 50 mm	d_0	22 mm
t	8 à 12 mm	D	20 mm
k	1 à 1,4		

Tableau 1. Valeurs des paramètres retenus pour le modèle numérique d'assemblage

Pour chaque calcul, en sortie de ce modèle, plusieurs informations sont extraites de la courbe de comportement force-déplacement : la rigidité initiale, le déplacement et la rigidité à l'état final, la force maximale atteinte. Dans cette étude, des résistances sécantes pour des déplacements conventionnels de 2 et 5 mm au niveau du diamètre du trou sont identifiées et permettent de qualifier l'assemblage en termes de résistance et de capacité de déformation (figure 5).

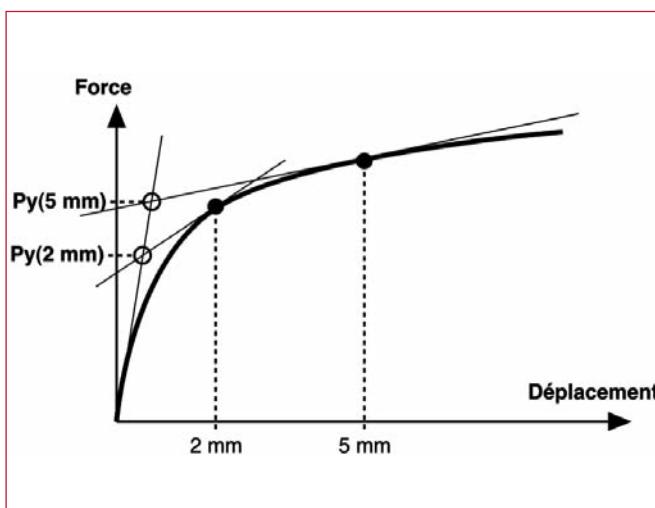


Figure 5. Définition de la résistance séante P_y à partir de la réponse force-déplacement

2.3 Méta-modèle

Le méta-modèle construit est une surface de réponse quadratique obtenue par régression au sens des moindres carrés sur la base des données issues du modèle de référence éléments finis. L'erreur relative par rapport aux données de référence est inférieure à 5 %, ce qui assure une bonne représentativité du comportement dans le domaine de variation des paramètres (tableau 1).

La comparaison avec les formules de résistance de l'Eurocode 3 a montré que l'on a bien affaire dans cette étude à un type d'assemblage favorisant la ruine en pression diamétrale, conformément à l'étude expérimentale initiale [RYA 00].

En effet, la résistance F_{br} est systématiquement la plus faible parmi les critères étudiés (figure 6.a). En comparant cette résistance avec les résistances P_y du modèle numérique, nous constatons qu'elle est également inférieure, et de beaucoup, dans la majorité des cas (figure 6.b), ce qui implique une sous-estimation de la capacité réelle. Dans cette étude, le coefficient de sécurité partiel pour le matériau est pris égal à 1 et la contrainte ultime est réduite en fonction du rapport f_u/f_y (equ. [3]). Les résistances sécantes issues du modèle $P_y(2 \text{ mm})$ et $P_y(5 \text{ mm})$ correspondent à la force au point de concours de la tangente initiale et de la tangente prise à 2 mm et 5 mm de déplacement respectivement sur la courbe de comportement (force-déplacement).

3. FIABILITÉ STRUCTURALE

3.1 Principe

La fiabilité des structures consiste à vérifier la probabilité de respecter les états limites, compte tenue des incertitudes provenant des paramètres dimensionnels et matériels, des charges appliquées, des modèles de calcul, des conditions de construction et d'usage. Chaque état limite traduit l'apparition d'un mode de défaillance en fonction de paramètres pour lesquels les incertitudes et fluctuations se modélisent sous la forme de distributions aléatoires. L'objectif de l'analyse fiabiliste est d'évaluer la probabilité d'occurrence d'un mode de défaillance en particulier. Pour chaque mode de défaillance, la fonction d'état limite $G(X_i, d_k)$ est définie à partir des variables aléatoires X_i , dont les réalisations sont notées x_i , et des variables de conception d_k . Conventionnellement, cette fonction définit l'état de sûreté par des valeurs positives et l'état de ruine par des valeurs négatives. La probabilité de défaillance associée à l'état limite est donc calculée par [LEM 05] :

$$P_f = \Pr [G(x_i, d_k) \leq 0] = \int_{G(x_i, d_k) \leq 0} f_{X_i}(x_i) dx_1 \cdots dx_n \quad [4]$$

où $f_{X_i}(x_i)$ représente la densité de probabilité des variables X_i . Cependant, l'évaluation de l'intégrale [4] est complexe,

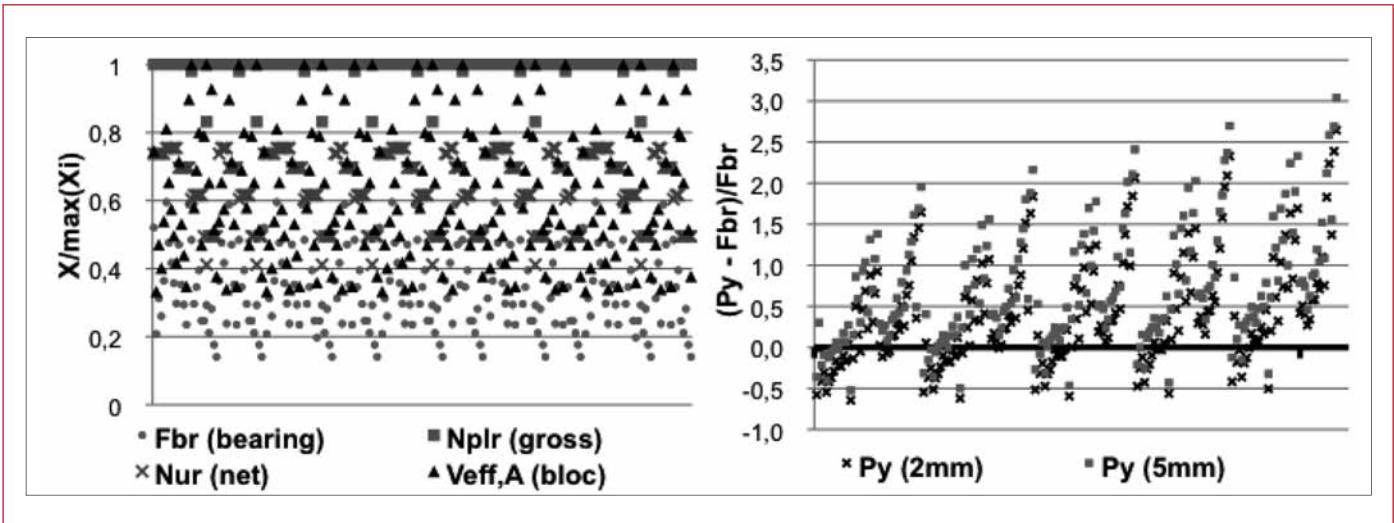


Figure 6. Niveau relatif des résistances calculées selon différents critères de l'EC3

(a) ; Ecart relatif entre la résistance obtenue numériquement tangentiellement à 2 et 5 mm et la résistance en pression diamétrale
(b) ; Résultats obtenus sur l'ensemble des spécimens étudiés et définis dans le Tableau 1.

ce qui a conduit au développement de la méthode FORM (First Order Reliability Method) [DIT 96] qui introduit un indice de fiabilité représentant la marge minimale entre le point traduisant l'état de fonctionnement et le point de plus probable défaillance P^* dans l'espace des variables normées. Cet indice peut être évalué en résolvant le problème d'optimisation sous contraintes :

$$\beta = \min \sqrt{\sum_j u_j^2} \quad [5]$$

sous la condition : $G(x_i, d_k) \leq 0$

où les u_j sont les variables normées réduites obtenues par la transformation probabiliste T des variables physiques.

$$u_j = T_j(x_i, d_k) \quad \text{et} \quad x_i = T_i^{-1}(u_j, d_k) \quad [6]$$

Dans l'approximation de la méthode FORM, la probabilité de défaillance est alors évaluée par [DIT 96] :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad [7]$$

où Φ est la distribution Gaussienne standard. La seule difficulté dans l'application de cette méthode réside alors dans l'évaluation de la fonction d'état limite qui, pour le type d'assemblage étudié, peut être très complexe.

3.2 Fiabilité d'un assemblage de type couvre-joint

Le méta-modèle préétabli dans notre étude est utilisé pour éviter l'emploi direct du modèle éléments finis non linéaire, coûteux en temps de calcul [CHA 02]. Ce modèle à surface de réponse fournit le chargement limite $P_y(b, e_1, t, k)$ en fonction des paramètres de l'assemblage. Cet assemblage est soumis au chargement de calcul. La fonction d'état limite est alors définie par :

$$G(x_i, d_k) = P_y(b, e_1, t, k) - P_A(P_G, P_Q) \quad [8]$$

où P_G et P_Q sont respectivement les actions dues aux charges permanentes et d'exploitation. Pour un assemblage donné, le chargement appliqué est calculé par le règlement en vigueur, en l'occurrence l'Eurocode. Etant donné que nous nous intéressons à la variabilité de la résistance dans cette étude, le chargement est défini de manière déterministe par la relation $P_A = 1,35 P_{G,k} + 1,5 P_{Q,k}$, où les facteurs partiels de sécurité assurent une faible probabilité d'occurrence d'un tel niveau de chargement, pendant la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la probabilité calculée n'est pas celle de la défaillance structurale, mais plutôt celle de la défaillance vis-à-vis du chargement réglementaire.

Pour la capacité de l'assemblage correspondant au croisement des tangentes initiale et à 5 mm de déplacement, la surface de réponse quadratique obtenue prend la forme :

$$\begin{aligned} P_U(b, e_1, t, k) = & -217,77 + 36,01 b - 22,26 e_1 + 178,77 t - 16,36 k - 6,30 b^2 \\ & - 6,36 e_1^2 - 140,05 t^2 - 21,06 k^2 + 8,54 b e_1 + 17,14 b t \\ & + 11,21 b k + 20,28 e_1 t + 15,08 e_1 k + 97,21 t k \end{aligned} \quad [9]$$

Les variables aléatoires considérées sont indiquées dans le tableau 2. Le calcul FORM conduit à un indice de fiabilité $\beta = 4,50$, correspondant à une probabilité de défaillance de $P_f = 3,4 \times 10^{-6}$, ce qui est très conservateur par rapport aux objectifs fixés par les Eurocodes (10^{-2} pour l'état limite de service et 10^{-4} pour l'état limite ultime). Il est donc possible de réduire les dimensions de ce type d'assemblage, ou d'augmenter le niveau de chargement admissible pour des dimensions données. La figure 7 illustre l'importance des variables aléatoires, où, sans surprise, le rapport des caractéristiques du matériau ($k = f_u/f_y$) et l'épaisseur présentent la grande part vis-à-vis du critère de défaillance. Cette importance se traduit par des coefficients partiels de sécurité qui doivent être égaux à 1,25 pour le matériau (k) et à 1,16 pour l'épaisseur (t), les valeurs nominales peuvent être directement considérées pour les deux autres variables (i.e. coefficients partiels égaux à l'unité).

variables	Distribution	Moyenne	Ecart-type
b	lognormale	60 mm	1,0 mm
e_1	lognormale	30 mm	1,0 mm
t	lognormale	10 mm	0,5 mm
k	lognormale	1,00	0,07

Tableau 2. Variables aléatoires pour le calcul fiabiliste

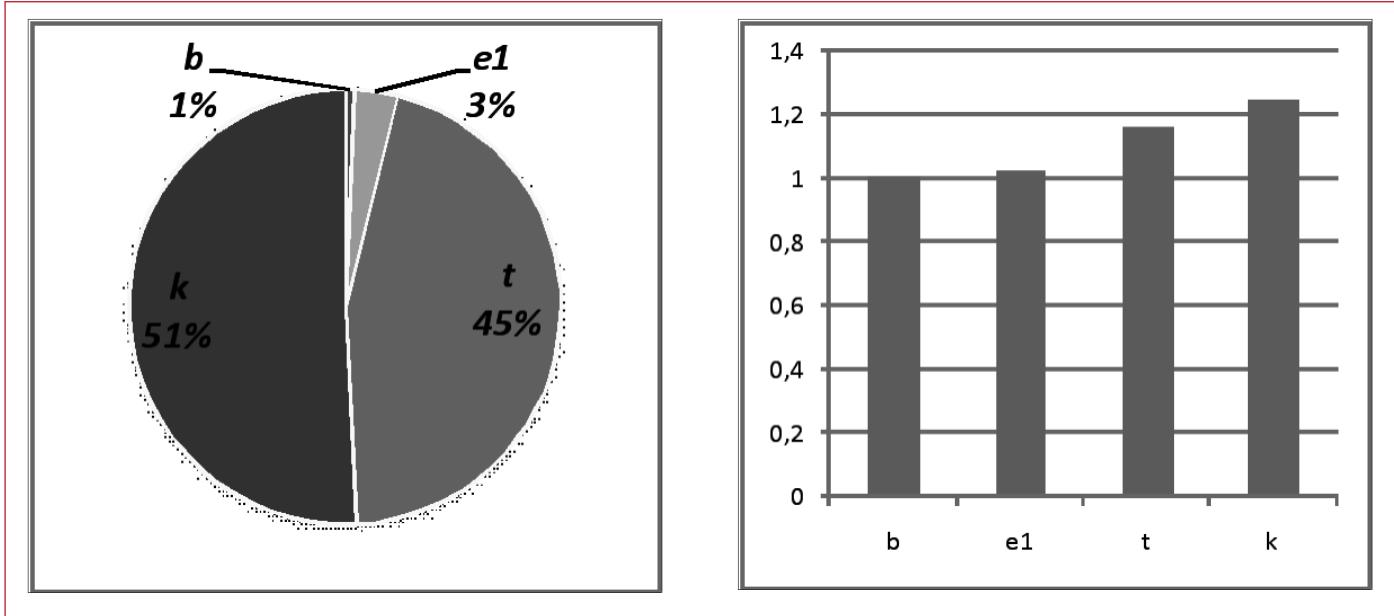


Figure 7. Importance des variables aléatoires et coefficients partiels de sécurité.

4. CONCLUSION

L'étude présentée couple l'analyse expérimentale, numérique et fiabiliste pour la qualification des assemblages boulonnés en acier inoxydable. Alors que les règles applicables à l'acier au carbone sont actuellement extrapolées pour le dimensionnement des aciers inoxydables, l'analyse de fiabilité montre le potentiel disponible engendré par la grande ductilité et marge de résistance de ce type de matériau. La capacité de réserve, traduite par le grand niveau de fiabilité et la faible probabilité de défaillance, montre qu'il est possible de mieux exploiter les spécificités de l'acier inoxydable tout en restant dans les objectifs de fiabilité fixés par les Eurocodes. Par une amélioration des règles de dimensionnement, cela pourrait rendre ce matériau plus compétitif pour des applications en structures. Des études sont en cours pour étendre ce travail en s'intéressant à une gamme plus large de configurations géométriques et matérielles d'assemblages en acier inoxydable.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [AVE 09] AVERSENG J., BOUCHAIR A., « Modelling and analysis of bolted stainless steel cover plate joints ». European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 13(4), 2009, pp. 443-455.
 [BOU 02] BOUCHAIR A., BAPTISTA A., « Strength and defor-

mation of stainless steel bolted joints with reference to Eurocode 3 », 3th Eurosteel Conference, Coimbra, Portugal, septembre 2002, Vol. 2, pp. 879-888.

[BOU 05] BOUCHAIR A., « Resistance and ductility of stainless steel bolted connections », COST-C12, Improvement of Buildings Structural Quality by New Technologies, Final Conference, Innsbruck (Austria), 20-22 janvier 2005, Edition Shaur et al., pp. 311-321.

[BOU 08] BOUCHAIR A., AVERSENG J., ABIDELAH A., «Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections», Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, 2008, pp. 1264-1274.

[BUR 00] BURGAN B.A., BADDOO N.R., GILSENAN K. A., « Structural design of stainless steel members - comparison between Eurocode 3, Part 1.4 and test results ». Journal of Constructional Steel Research, Vol. 54, n°1, 2000, pp. 51-73.

[CEN 04] Comité Européen de Normalisation, Eurocode 3 - prEN 1993 – Partie 1-4 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables, Bruxelles, 2005.

[CHA 02] CHATEAUNEUF A., PENDOLA M., HEINFLING G., DEFAUX G., Etude des aéro-réfrigérants par couplage éléments finis et fiabilité, Revue européenne des éléments finis, vol. 11, n°1, 2002, pp. 101-126.

[DIT 96] DITLEVSEN O., MADSEN HO., Structural reliability methods, John Wiley and Sons, 1996.

- [EUR 06] *Design Manual for Structural Stainless Steel*, EuroInox, Third edition, 2006.
- [GAY 04] GAYTON N., MOHAMED A., SORENSEN J.D., PENDOLA M., LEMAIRE M. « Calibration methods for reliability-based design codes », *Structural Safety*, 26 (1), 2008, pp. 91–121.
- [KIM 99] KIM H.J., YURA J.A., « The effect of ultimate-to-yield ratio on the bearing strength of bolted connections », *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 49, 1999, pp. 255-269.
- [KOU 00] KOUHI J, TALJA A, SALMI P, ALA-OUTINEN T. « Current R&D work on the use of stainless steel in construction in Finland ». *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 54, 2000, pp. 31-50.
- [LEM 05] LEMAIRE M., en collaboration avec CHATEAUNEUF A. et MITTEAU JC., *Fiabilité des Structures - Couplage Mécano-Fiabiliste Statique*, Hermès Science Publication, 2005, ISBN 2-7462-1057-6.
- [RYA 00] RYAN I., Bolted connections (WP4.2), ECSC Project - 7210-SA/327, Final Report for partner Ugine-CTICM, 2000.
- [SCI 00] SCI, Development of the use of stainless steel in construction, Contrat 7210-SA/842, 903, 904, 327, 134, 425, Final Report to ECSC, 2000.
- [VAN 00] VAN DEN BERG G. J., « The effect of the non-linear stress-strain behaviour of stainless steels on member capacity », *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 54, n°1, 2000, pp. 135-160..

UTILISATION DE FILS EN ALLIAGE À MÉMOIRE DE FORME POUR LA CRÉATION DE PRÉCONTRAINTES DANS DES POUTRELLES EN BÉTON

Hanh TRAN, Aleksandra DEBSKA, Xavier BALANDRAUD, Jean-François DESTREBECQ

Clermont Université, Laboratoire de Mécaniques et Ingénieries, Université Blaise Pascal

& Institut Français de Mécanique Avancée (IFMA), 63175 Aubière Cedex

Politechnika Krakowska, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych,
31-155 Cracovie, Pologne

1. INTRODUCTION

Les alliages à mémoire de forme (AMF) sont des matériaux actifs qui présentent des propriétés thermomécaniques particulières telles que la pseudoélasticité et l'effet mémoire [1-2]. Ces propriétés ont pour origine physique une transformation austénite-martensite pilotée par la contrainte et la température. Les phases martensite et austénite sont présentes respectivement à basse et à haute température. Un AMF a la capacité de conserver la forme qui lui est donnée à l'état martensitique ; il revient à sa forme initiale si l'on provoque le retour à l'état austénitique par élévation de température (effet mémoire). Du fait de leurs propriétés exceptionnelles, les AMF ont trouvé des applications en ingénierie mécanique ou aérospatiale ainsi que dans le domaine médical.

Dans le domaine du Génie civil, certaines études visent à utiliser les propriétés de ces alliages pour créer des structures actives, capables d'ajuster leur comportement aux conditions de chargement par exemple [3]. L'effet d'amortissement lié à la pseudoélasticité a également pu être utilisé pour le contrôle des effets dynamiques [4-5] ou pour la protection sismique de ponts ou de bâtiments historiques [6-9]. L'usage des AMF en Génie civil reste néanmoins très limité, pour partie du fait de leur coût, mais également par manque de connaissance des mécanismes impliqués dans leur association à des matériaux

tel que le béton [10]. A ce jour, seules quelques études préliminaires permettent d'entrevoir l'intérêt d'exploiter les propriétés exceptionnelles de ces alliages en les associant au matériau béton sous la forme de renforts internes ou externes [11-13]. Des effets de confinement ont également été obtenus à l'aide de fils AMF enroulés sur des cylindres en béton [14-15]. Ces études ont démontré que l'association béton-AMF permet d'obtenir des gains significatifs en termes de résistance et de ductilité ou pour retarder la fissuration.

Dans la présente étude, des fils en nickel-titane sont utilisés comme renforts extérieurs pour créer des états de précontrainte dans des poutrelles en béton. Le but de l'étude est la mise en évidence de l'influence des propriétés de l'AMF utilisé sur les états de précontrainte obtenus. A cette fin, les températures de transformation austénite-martensite ont été choisies de manière à faciliter l'obtention de contraintes à température ambiante. Dans un premier temps, les fils sont caractérisés du point de vue de leur comportement thermomécanique. Dans un second temps, ils sont étirés à l'état martensitique avant d'être fixés à leurs extrémités sur les poutrelles en béton. Le nombre et la prédéformation des fils sont les paramètres de l'étude. L'activation thermique de l'effet mémoire provoque leur mise en tension, entraînant par réaction la mise en contrainte du béton. Le développement de l'état de précontrainte est évalué par mesure des déformations

induites dans chaque poutrelle. L'influence de l'étirement initial des fils à l'état martensitique et des températures de transformation est discutée dans la perspective de leur utilisation pour la création de précontraintes dans des composants en béton. On montre en particulier que l'état de précontrainte peut se trouver limité dans certains cas par une production de martensite dans les fils tendus lors du retour à la température ambiante.

2. CRÉATION DE FORCES À L'AIDE DE FILS EN ALLIAGE À MÉMOIRE DE FORME

2.1 Propriétés thermomécaniques des AMF

En fonction de la température, un même AMF peut présenter des propriétés mécaniques très différentes. Cette section rappelle brièvement les phénomènes physiques utilisés dans la présente étude pour créer des effets de précontrainte.

Les propriétés macroscopiques des AMF trouvent leur origine dans un phénomène de transformation de phase solide-solide piloté par la contrainte et la température [1-2]. La phase mère est appelée *austénite* (notée A dans la suite). Elle est à symétrie cubique à corps centré dans tous les AMF connus. La phase produit est appelée *martensite* (notée M dans la suite). Sa symétrie cristalline dépend principalement de la composition de l'alliage. Du fait de la perte de symétrie durant la transformation $A \rightarrow M$, la martensite se présente sous la forme de plusieurs variantes (notées M_i dans la suite) qui correspondent au même cristal, mais orienté différemment dans l'espace par rapport au cristal d'austénite. Le déplacement des atomes durant la transformation $A \rightarrow M_i$ se traduit par une *déformation de transformation*. Quand les différentes variantes existent en proportion égale, la déformation macroscopique équivalente est pratiquement égale à zéro. On parle alors de *variantes de martensite auto-accommodées* [16].

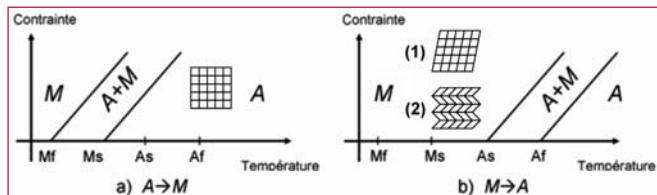


Figure 1. Diagrammes d'équilibre entre les phases austénite A et martensite M : (1) martensite orientée, (2) martensite auto-accommodée.

La Figure 1 présente les diagrammes de phase indiquant l'état du matériau en fonction de la température et de la contrainte. Le matériau peut être soit purement austénitique A, soit purement martensitique M (avec diverses proportions de variantes de martensite), soit un mélange des deux phases :

- A partir de l'austénite, la martensite peut être obtenue soit en diminuant la température, soit en appliquant une contrainte. Sur la Figure 1-a, les deux lignes inclinées correspondent au

début et à la fin de la transformation $A \rightarrow M$. On note Ms et Mf les températures de début et de fin de transformation à contrainte nulle. Notons que lors d'un refroidissement à contrainte nulle, la martensite obtenue est entièrement auto-accommodée : il n'y a donc pas de déformation macroscopique. En revanche, la martensite produite par un chargement mécanique n'est pas auto-accommodée : l'orientation des variantes sous l'effet de la contrainte s'accompagne d'une déformation importante.

- La Figure 1-b présente le diagramme de phase lorsque l'on part de l'état martensitique. L'étirement de la martensite à température constante se traduit par une modification des proportions de variantes de martensite, tout en gardant la proportion totale à 100%. On dit que la martensite « s'oriente » et la déformation obtenue est préservée lors de la décharge. On peut ainsi obtenir des formes macroscopiques différentes après déchargement. Le retour à l'état austénitique est obtenu par une élévation de température. A contrainte nulle, la transformation débute à la température As et se termine à la température Af. Le passage à l'état austénitique s'accompagne d'un retour du matériau à sa forme initiale. Cette propriété exceptionnelle, appelée « effet mémoire », est obtenue par simple activation thermique.

2.2 Création de forces par effet mémoire

Dans la présente étude, la création de forces permanentes à température ambiante ($\approx 20^\circ\text{C}$) a été rendue possible par le choix d'un fil d'AMF en nickel-titanium tel que: $Mf < Ms < 20^\circ\text{C} < As < Af$. Un point clé concerne le chargement thermomécanique à appliquer pour créer une force dans un fil. La Figure 2 décrit les sept étapes de la procédure utilisée :

- Etapes (1) à (3) : chauffage ($T > Af$) pour mettre le fil en phase austénite, puis refroidissement ($T < Mf$) pour passer le fil en phase martensite, enfin retour à la température ambiante.
- Etapes (4) et (5) : étirement du fil pour provoquer une déformation par orientation de la martensite. On note ϵ_{mart} la déformation résiduelle après déchargement.
- Etape (6) : chauffage du fil à déformation bloquée ($T \gg Af$). L'effet mémoire qui accompagne le retour à l'état austénitique provoque l'apparition d'une contrainte de traction dans le fil. La contrainte obtenue dépend de la pré-déformation ϵ_{mart} .
- Etape (7) : retour à la température ambiante, toujours à déformation bloquée. La Figure 2-b illustre que deux cas

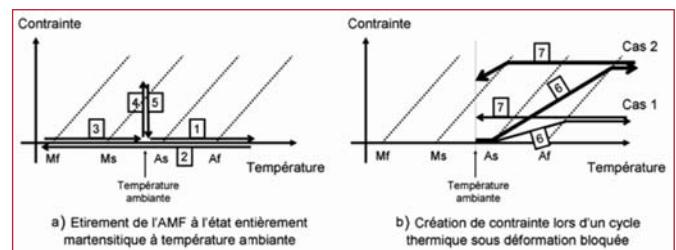


Figure 2. Procédure pour la création d'une force dans un fil par activation thermique de l'effet mémoire.

sont possibles. Dans le cas 2, une production partielle de martensite provoque une chute de la contrainte dans le fil en fin de refroidissement. Le niveau de la force finale peut donc être différent suivant les conditions d'essais.

NB : les étapes (1) à (5) correspondent à la préparation des fils avant leur mise en place sur les poutrelles ; les étapes (6) et (7) simulent la réaction des fils fixés aux poutrelles durant l'activation de l'effet mémoire.

3. CARACTÉRISATION DES FILS D'AMF UTILISÉS

Les fils d'AMF utilisés sont de composition Ni_{50,8}-Ti_{49,2}, (% at.) et de diamètre 1 mm. Les températures de transformation sont As = 23°C, Af = 28°C, Ms = -10°C et Mf = -25°C. Les tests de caractérisation sont faits sur des fils de longueur 150 mm à l'aide d'une machine de traction MTS ±15kN. La température ambiante est de 19°C ±1.5°C. L'objectif est de déterminer la relation entre la pré-déformation ϵ_{mart} obtenue à la fin de l'étape 5 (voir Section 2.2) et la force créée dans le fil. Plus exactement, deux forces sont mesurées durant l'essai :

- la force maximale obtenue à chaud lorsque le fil est totalement revenu à l'état austénitique (fin de l'étape 6). On note cette valeur F_{aust} .
- la force finale obtenue après retour à température ambiante (fin de l'étape 7). On note cette valeur F_{res} .

La Figure 3 présente les valeurs obtenues pour Faust et Fres en fonction de ϵ_{mart} . On observe que Faust augmente avec ϵ_{mart} . On observe également une perte de force ($F_{res} < F_{aust}$) après refroidissement (fin de l'étape 7) lorsque ϵ_{mart} dépasse une certaine valeur. Cet effet était attendu compte tenu de la Figure 2-b (cas 2) ; toutefois la constance de F_{res} est un résultat intéressant non évident a priori. Un essai de traction permet d'obtenir le module d'Young du fil à l'état austénitique : E = 62.9 GPa.

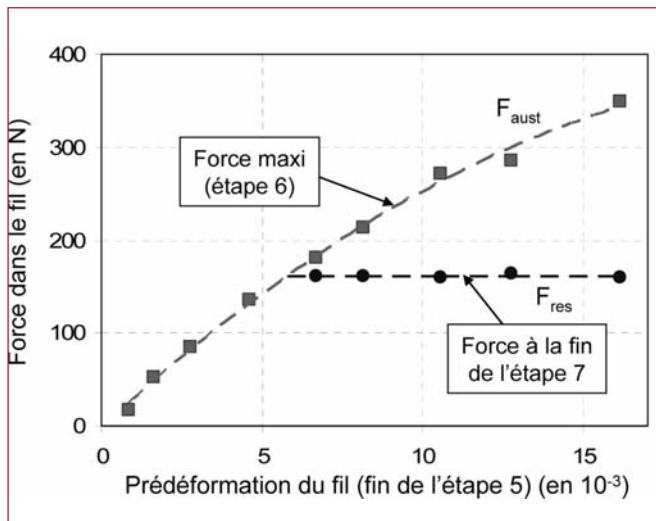


Figure 3. Force maximale F_{aust} et force finale F_{res} en fonction de la prédéformation ϵ_{mart} du fil à l'état martensitique.

4. CRÉATION DE PRÉCONTRAINTES DANS LES POUTRELLES EN BÉTON

4.1 Préparation des poutrelles

Trois poutrelles en béton courant de dimension 48x60x520 mm sont préparées pour les essais. Compte tenu de la dimension des poutrelles, la taille des granulats est limitée à 8 mm. Les poutrelles sont conservées 28 jours dans leur moule sous film plastique, puis dans l'ambiance du laboratoire après décoffrage jusqu'aux essais réalisés entre 6 et 10 semaines après la fabrication des poutrelles. Chaque poutrelle est équipée de deux jauge extensométriques de longueur 30 mm collées à mi-travée selon l'axe longitudinal sur ses faces supérieure et inférieure. Le module d'élasticité du béton est déterminé au moment des essais à partir de mesures de déformation des poutrelles testées en flexion trois points : $E_c = 19,9 \pm 1,7$ GPa.

Un dispositif mécanique constitué d'un double étrier collé au béton et de contreplaques est disposé aux extrémités de chaque poutrelle ; ce dispositif est destiné à fixer fermement les fils AMF sur la poutrelle avant réalisation de l'essai. Chaque poutrelle est destinée à recevoir 4, 8 ou 12 fils AMF (Figure 4). Les fils sont préparés selon la procédure suivante avant d'être fixés aux poutrelles :

- Mise des fils à l'état martensitique auto-accommodé – pour cela, les fils sont chauffés à une température de +50°C (supérieure à Af), puis refroidis à une température de -30°C (inférieure à Mf) : Figure 2-a, étapes 1 à 3.
- Etirement des fils à température ambiante (inférieure à As) pour obtenir après décharge une prédéformation dans un état martensitique orienté : Figure 2-a, étapes 4 et 5.

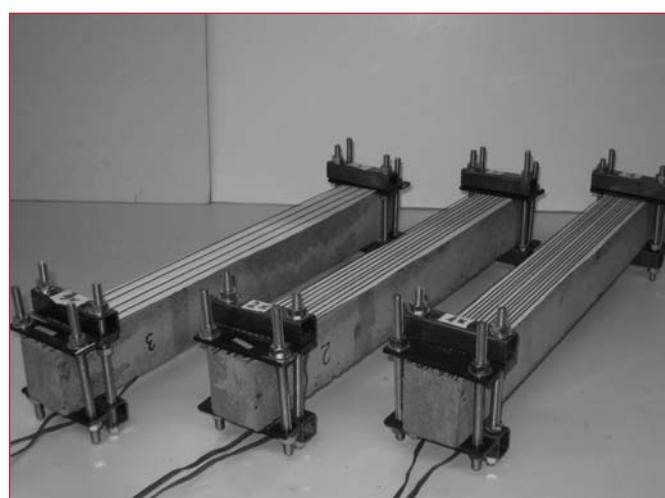


Figure 4. Vue des trois poutrelles en béton équipées de fils en AMF.

Six séries d'essais comprenant chacune les trois poutrelles sont réalisées. Chaque série correspond à une valeur fixée de la prédéformation ϵ_{mart} à l'état martensitique. Les valeurs retenues sont données dans le Tableau 1 pour chacune des six séries.

série :	1	2	3	4	5	6
$\varepsilon_{\text{mart}} (10^{-3})$:	1,6	2,6	4,0	6,0	8,2	10,2

Tableau 1. Prédéformation des fils AMF à l'état martensitique pour les six séries d'essais.

4.2 Réalisation des essais

Chaque série d'essai débute par la préparation des fils AMF selon la procédure indiquée précédemment. Les fils à l'état martensitique pré-déformé sont ensuite fixés sur chacune des trois poutrelles (4, 8 ou 12 fils). Les poutrelles sont placées dans une enceinte thermique régulée. La température est élevée jusqu'à 60°C à raison de +1,6°C/min. puis ramenée à température ambiante à 0,8°C/min. L'élévation de température au-delà de Af provoque le retour des fils à l'état austénitique. Cette transformation en déformation générée provoque l'apparition d'une force de traction dans les fils qui agit comme une force de précontrainte et provoque la déformation de la poutrelle.

Les déformations mesurées en cours d'essai sont présentées à la Figure 5 pour les trois poutrelles de la série 4 ($\varepsilon_{\text{mart}} = 6 \cdot 10^{-3}$). Pour chaque poutrelle, la ligne continue représente la déformation longitudinale mesurée à mi-travée sur la face équipée de fils AMF, la ligne pointillée représente la déformation sur la face opposée. Partant d'une déformation initiale nulle, on observe que la déformation augmente en valeur absolue à partir de +27°C environ puis se stabilise au-delà de +58°C environ. Cette déformation résulte de la mise en traction progressive des fils due à l'activation thermique de l'effet mémoire (retour progressif de l'état martensitique orienté à l'état austénitique). La pente observée au refroidissement résulte de la contraction thermique du fil à l'état austénitique.

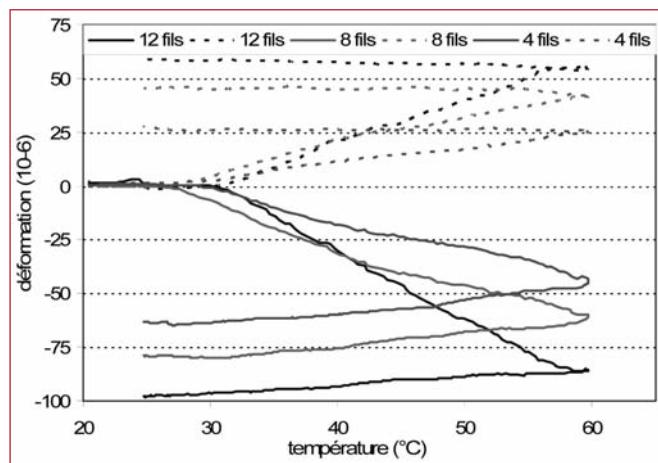


Figure 5. Evolution des déformations en fonction de la température pour les trois poutrelles de la série 4.

4.3 Interprétation des résultats

En s'aidant des équations classiques de la théorie des poutres, il est facile de déduire l'évolution des forces de traction dans les fils AMF à partir des déformations mesurées au cours des essais. Les valeurs obtenues en fonction du temps sont tracées à titre d'exemple sur la Figure 6 pour les trois poutrelles de la série 4. Chacune des courbes présentées peut être analysée

selon trois phases. La phase initiale à force nulle correspond au temps nécessaire pour atteindre la température As de début de transformation de la martensite en austénite. La phase ascendante qui lui fait suite (jusqu'à 1800 s) correspond à l'activation thermique de l'effet mémoire. Durant cette phase, le retour progressif à l'état austénitique s'accompagne d'une annulation de la prédéformation donnée aux fils AMF dans l'état martensitique. Cette transformation s'effectue en déformation bloquée, il en résulte une mise en traction progressive des fils. Enfin, la troisième phase (au-delà de 1800 s) correspond à la durée de la phase de refroidissement des fils revenus à l'état austénitique. Le plateau légèrement ascendant observé durant cette phase correspond au gain complémentaire de force qui résulte de la contraction thermique des fils austénitiques durant cette phase de refroidissement. La valeur finale de la force correspond à la force totale de précontrainte exercée sur chaque poutrelle par les fils AMF après retour à la température ambiante.

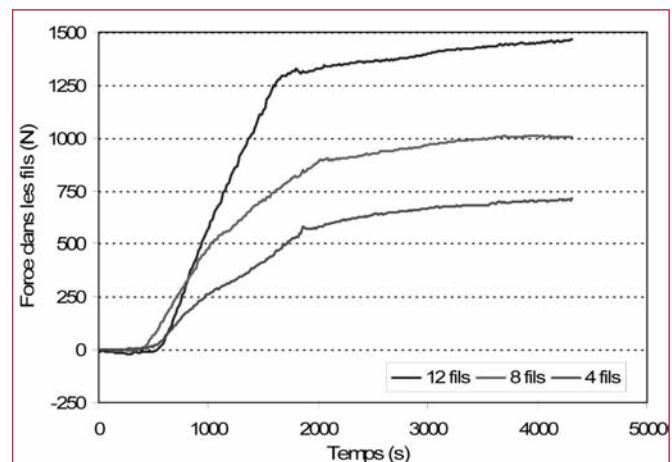


Figure 6. Evolution de la force totale de traction dans les fils pour les trois poutrelles de la série 4.

La Figure 7 compare l'évolution des forces totales de traction pour les six poutrelles à 12 fils des séries 1 à 6. On observe que pour les poutrelles des séries 1 à 4, qui correspondent à des prédeformations $\varepsilon_{\text{mart}}$ croissantes comprises entre $1,6 \cdot 10^{-3}$ et $6 \cdot 10^{-3}$, la force finale de traction croît avec la valeur de la prédeformation donnée aux fils à l'état martensitique. Pour les poutrelles des séries 5 et 6, correspondant à des prédeformations $\varepsilon_{\text{mart}}$ égales à $8,2 \cdot 10^{-3}$ et $10,2 \cdot 10^{-3}$, l'effort de traction diminue durant la phase de refroidissement pour tendre vers une valeur finale de 1400 N environ proche de celle atteinte pour la poutrelle de la série 4. Ce résultat peut être rapproché de la relation de comportement des fils présentée à la Figure 3. On observe sur cette figure, qu'au-delà d'une prédeformation égale à $6 \cdot 10^{-3}$ environ, la force F_{aust} induite dans le fil par activation thermique de l'effet mémoire décroît pour atteindre la valeur de palier F_{res} lorsque le fil revient à température ambiante. Comme le montre le cas 2 sur la Figure 2-b, ce phé-

nomène résulte d'une production de martensite sous contrainte lorsque la température de transformation est atteinte au refroidissement. Cette température augmentant avec la contrainte dans l'AMF, ce phénomène se produit dès que la force dans le fil dépasse la valeur de palier à température ambiante.

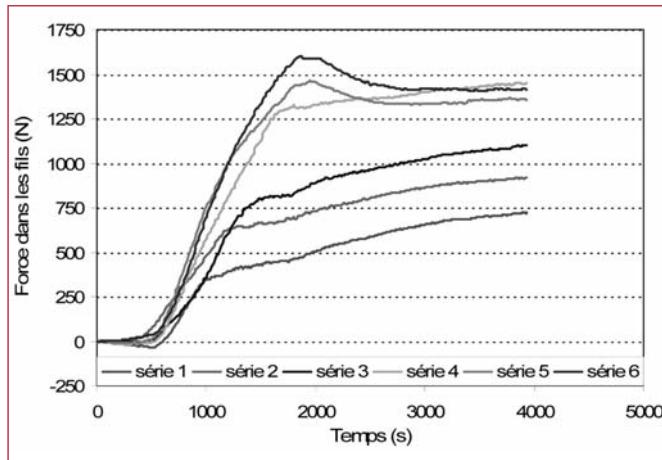


Figure 7. Evolution de la force totale de traction pour les poutrelles à 12 fils.

L'effet de précontrainte créé à l'aide des fils AMF peut être mis en évidence par la courbure des poutrelles déduites des déformations longitudinales mesurées sur les faces supérieure et inférieure de chaque poutrelle testée. Les valeurs finales obtenues après retour à la température ambiante sont présentées sur la Figure 8 pour les trois types de poutrelles. On observe que l'effet de précontrainte augmente de manière quasi-linéaire avec la prédéformation ϵ_{mart} des fils tant que celle-ci ne dépasse pas $6 \cdot 10^{-3}$. Au-delà de cette valeur, l'augmentation de la prédéformation n'a plus d'influence sur la courbure obtenue qui se trouve plafonnée pour chacune des poutrelles du fait de la production partielle de martensite qui limite la force de précontrainte dans les fils au refroidissement.

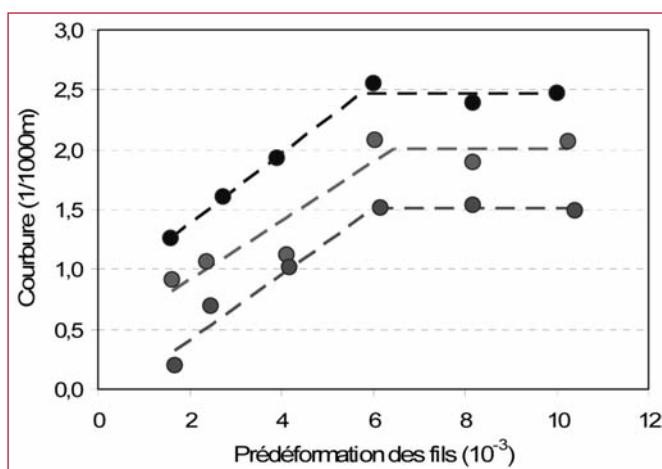


Figure 8. Courbure induite dans les poutrelles par l'effet de précontrainte.

Ce résultat souligne l'influence des températures de transformation sur la force effective de précontrainte. Un choix inapproprié peut entraîner une perte instantanée par production partielle de martensite au refroidissement. Des pertes diffé-

rées de même nature peuvent également survenir si le composant se trouve exposé à une baisse excessive de température au cours de son existence (cas des ouvrages extérieurs notamment). On voit ainsi que le choix des températures de transformation est déterminant pour limiter les pertes et assurer la permanence de la précontrainte créée par effet mémoire.

5. CONCLUSION

La présente étude a montré la possibilité d'induire des états de précontrainte dans des poutrelles en béton à l'aide de fils d'AMF en nickel-titanium. La procédure consiste à étirer les fils à l'état martensitique avant de les fixer solidement sur les poutrelles. L'effet mémoire est activé par élévation de la température au-delà de la température de transformation A_f de manière à provoquer le retour des fils à l'état austénitique. Cette transformation en déformation générée provoque l'apparition d'une force de traction dans les fils qui agit comme une force de précontrainte. Cette force a pu être évaluée à partir des déformations induites dans chaque poutrelle testée. Les essais réalisés ont permis de décrire le processus de développement de cette force de précontrainte durant la phase d'activation de l'effet mémoire. L'intensité de la force obtenue dépend du nombre de fils et de la prédéformation donnée aux fils à l'état martensitique. Il a été mis en évidence que la force finale de précontrainte après retour à température ambiante est bornée par la valeur obtenue pour une prédéformation égale à $6 \cdot 10^{-3}$. Cet effet résulte d'une production partielle de martensite qui limite la force de précontrainte dans les fils lors du refroidissement. L'examen de la relation entre la prédéformation et la courbure induite à température ambiante par l'effet de précontrainte indique que cet effet résulte des propriétés thermomécaniques de l'alliage constituant les fils, mais qu'il n'est pas affecté par le nombre des fils fixés à la poutrelle. Ces résultats montrent que le choix des températures de transformation est un point clé pour assurer la permanence de la précontrainte et éviter les pertes en cas de baisse de température. Si le coût élevé des alliages Nickel-Titanium peut sembler a priori un obstacle à leur utilisation pour la création de précontraintes dans des composants en béton, l'activation de l'effet mémoire par simple élévation de température constitue un avantage par rapport aux procédés classiques de précontrainte. Il existe par ailleurs des AMF à base fer avec des performances moindres que celles des Nickel-Titanium, mais de coût plus adapté à des applications industrielles. Un champ possible d'application pourrait être l'utilisation d'AMF comme méthode alternative de précontrainte pour l'amélioration du comportement ou le renforcement de structures existantes.

REMERCIEMENTS : Mathilde Diez et Eva Grégolin, élèves-ingénieurs à l'IFMA.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [1] OTSUKA K., WAYMAN C.M., *Shape Memory Materials*, Cambridge University Press, 2002.
- [2] GUENIN G., *Alliages à mémoire de forme*, Techniques de l'Ingénieur, Matériaux métalliques, 1996, Doc. M530, 1-15.

- [3] CZADERSKI C., HAHNEBACH B., MOTAVALLI M., *RC beam with variable stiffness and strength*, Constr. Build. Mat. 2006, 20(9), 824-833.
- [4] BARTERA F., GIACCHETTI R., *Steel dissipating braces for upgrading existing building frames*, J. Constr. Steel Res. 2004, 60(3-5), 751-769.
- [5] LIU H., LI H., SONG G., OU J., *Investigation of vibration mitigation of stay cables incorporated with superelastic shape memory alloy dampers*, Smart Mat. Struct. 2007, 16(6), 2202-2313.
- [6] DESROCHES R., DELEMONT M., *Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys*, Engng. Struct. 2002, 24(3), 325-332.
- [7] SHARABASH A.M., ANDRAWES B.O., *Application of shape memory alloy dampers in the seismic control of cable-stayed bridges*, Engng. Struct. 2009, 31(2), 607-616.
- [8] MAZZOLANI F.M., MANDARA A., *Modern trends in the use of special metals for the improvement of historical and monumental structures*, Engng. Struct. 2002, 24(7), 843-856.
- [9] PARET T.F., FREEMAN S.A., SEARER G.R., HACHEM M., GILMARTIN U.M., *Using traditional and innovative approaches in the seismic evaluation and strengthening of a historic unreinforced masonry synagogue*, Engng. Struct. 2008, 30(8), 2114-2126.
- [10] MOTAVALLI M., CZADERSKI C., BERGAMINI A., JANKE L., *Shape memory alloys for civil engineering structures – on the way from vision to reality*, AMCM'2008, Lodz, Poland, 2008, June 9-11, 91-108.
- [11] JANKE J., CZADERSKI C., MOTAVALLI M., RUTH J., *Applications of shape memory alloys in civil engineering structures: overviews, limits and new ideas*, Mater. Struct. 2005, 38(5), 578-592.
- [12] DENG Z., LI Q., SUN H., *Behavior of concrete beam with embedded shape memory alloy wires*, Eng. Struct. 2006, 28(12), 1691-1697.
- [13] LI H., LIU Z., OU J., *Behavior of a simple concrete beam driven by shape memory alloy wires*, Smart Mater. Struct. 2006, 15(4), 1039-1046.
- [14] CHOI E., CHUNG Y.S., CHO B.S., NAM T.H., *Confining concrete cylinders using shape memory alloy wires*, Eur. Phys. Journal, 2008, 158(1), 255-259.
- [15] DESTREbecq J.F., BALANDRAUD X., *Interaction between concrete cylinders and shape-memory wires in the achievement of active confinement*, in Materials with Complex Behaviour, Advanced Structured Materials, Springer 2010, 19-34.
- [16] BHATTACHARYA K., *Microstructure of martensite: why it forms and how it gives rise to the shape-memory effect*. Oxford University Press, 2003.

ESTIMATION DE L'EFFET DE LA GÉOLOGIE ET DES PARAMÈTRES DU TUNNELIER SUR LES TASSEMENTS PAR LES RÉSEAUX DE NEURONES

R. BOUBOU, F. EMERIAULT, R. KASTNER
Université de Lyon, INSA-Lyon, LGCI

1. INTRODUCTION

Lors de creusement des tunnels à faible profondeur en site urbain, une grande attention doit être apportée à l'évaluation des mouvements induits par le creusement, ces mouvements pouvant induire des dommages dans le bâti existant et sur les réseaux enterrés. La forme et l'amplitude des tassements de surface sont influencés principalement par l'ensemble des paramètres géométriques et mécaniques du tunnel et de son revêtement, des paramètres géologiques du massif traversé et des paramètres de fonctionnement de la machine utilisée pour le creusement. D'après les observations effectuées sur différents chantiers, la description *a posteriori* des tassements a pour l'instant été principalement basée sur des paramètres géologiques et géométriques.

Les nouvelles méthodes analytiques ou numériques ([VAN 06], [KAS 06]) offrent la possibilité de représenter le comportement du terrain lors de son creusement et de prendre en compte l'influence des paramètres de fonctionnement du tunnelier sur le tassement. En revanche, ces méthodes sont très consommatrices en temps, la principale difficulté résidant dans le choix des lois complexes de comportement des sols à considérer et dans la détermination des nombreux paramètres, et des approches alternatives sont

nécessaires pour corrélér les mouvements au sol aux paramètres de fonctionnement de TBM. Par ailleurs, ces méthodes numériques n'ont pour l'instant accordé une attention particulière qu'à des paramètres simples de l'interaction sol-tunnelier : les pressions appliquées par le tunnelier pendant les différentes phases de confinement et d'injection sont ainsi généralement considérées *a priori* comme les facteurs les plus influents sur le tassement.

Une réduction de tassement est en effet généralement associée à l'augmentation de la pression de confinement ([OOT 06], [PHI 06]), de même pour la pression d'injection derrière les anneaux de revêtement du tunnel ([KOM 01], [SUW 07]). Les paramètres de pilotage de tunnelier ont été également étudiés comme la vitesse d'avancement de tunnelier [MEL 97], la poussée des vérins [MAT 94]) et les paramètres de déviations du tunnelier pendant son avancement [VAN 05].

Etant donné leur capacité à traiter des problèmes complexes et non linéaires, les réseaux de neurones artificiels [SHA 04], [JAK 08]) constituent un outil mathématique qui a été utilisé depuis plus de 20 ans dans le domaine de génie civil : après un apprentissage sur un ensemble de données exemplaires, ces systèmes sont capables de capturer les relations fonctionnelles subtiles qui peuvent exister entre elles, même si ces relations sont inconnues ou si leur

signification physique est difficile à expliciter [MAI 00]. Ce principe est fondamentalement différent des méthodes empiriques et statistiques les plus traditionnelles qui nécessitent la connaissance (ou le postulat) d'une relation mathématique entre les données. Les premiers travaux de recherche ont montré que les réseaux de neurones pouvaient constituer un outil puissant pour l'étude du creusement des tunnels, en particulier pour analyser le tassement induit par le creusement ([KIM 01], [SUW 06]).

Les réseaux de neurones permettent la prise en compte de différents types de paramètres d'excavation qui sont difficiles à être étudiés par les méthodes traditionnelles. En intégrant des combinaisons non linéaires plus complexes, les paramètres d'excavation en particulier ceux de fonctionnement de tunnelier sont plus facilement analysés avec cette méthode ([JAV 06], [SAN 08]). De plus, cette approche est moins exigeante sur la prise en compte des conditions géologiques, elle ne nécessite pas d'identification des lois de comportement pour représenter la variabilité du sol [RAN 09].

Le but de la présente étude est de proposer et d'évaluer une méthodologie basée sur les réseaux de neurones pour déterminer les paramètres de fonctionnement du tunnelier les plus influents sur le tassement, en tenant compte également des paramètres géologiques et géométriques. Les données analysées sont celles du Lot 2 (4.7 km) de la ligne B du métro de Toulouse, creusé par tunnelier à pression de terre. Une procédure d'élimination permet d'identifier les paramètres de fonctionnement du tunnelier les plus influents.

2. LE PROJET DE LA LIGNE B DU MÉTRO DE TOULOUSE

La ligne B du métro de Toulouse (16 km de long) traverse la ville de Toulouse du nord au sud sous des zones avec différentes densités urbaines. Elle a été réalisée en 5 lots par trois types différents de tunnelier : tunnelier à pression de terre pour les lots 2 et 5; à pression de boue pour le lot 4; et le lot 3 par un tunnelier à pression d'air. Le diamètre excavé est égal à 5.6 m pour le Lot 3 et 7.8 m pour les autres lots. Le sol de la ville de Toulouse est constitué essentiellement d'une molasse surconsolidée (avec une valeur de K_0 le coefficient de pression latérale des terres au repos voisine de 1.8) couverte par des formations d'alluvions et des remblais historiques.

2.1 Reconnaissance géologique

La campagne de reconnaissance géologique effectuée sur le projet de métro de Toulouse [ANT 98] contient 303 sondages situés entre 30 et 50 m de l'axe du tracé du tunnel (en moyenne un point de reconnaissance tous les 63 m du tracé).

Pour l'analyse effectuée sur le Lot 2, la nature et l'épaisseur de chaque couche de sol ont été déterminées à partir de ces sondages. Le sol a été présenté en cinq catégories qui sont les suivantes : Couverture (qui représente les rem-

blais et les alluvions), Argile, Argile sableuse, Sable et Dur (conglomérat). L'épaisseur de chaque type du sol a été calculée entre l'axe du tunnel et jusqu'à la surface. Seuls 95 sondages ont été retenus pour cette étude (ceux pour lesquels un profil de tassement transversal pouvait être défini). Une analyse statistique est effectuée pour déterminer les profils de sol les plus fréquents (Tableau 1).

Profil	Couverture %	Argile %	Argile sableuse %	Sable %	Dur %	Fréquence %
1	25	3	45	22	5	12.63
2a	30	40	20	0	10	8.42
2b	30	40	30	0	0	8.42
2c	40	30	30	0	0	8.42
2d	42	26	26	6	0	8.42

Tableau 1. Profils de sol les plus fréquents dans les sondages du Lot 2.

Le profil 1 qui contient principalement de l'Argile sableuse et du Sable est le plus fréquent. Quatre autres profils ayant la même fréquence (constitués principalement de sols argileux) ont été trouvés. Ces cinq profils qui représentent presque la moitié des cas trouvés le long du Lot 2, vont être employés dans l'analyse des mouvements.

2.2 Mesures sur chantier

Le projet de recherche METROTOUL a permis de construire une base de données des mouvements du sol ainsi que des paramètres de fonctionnement du tunnelier (jusqu'à 150 paramètres enregistrés sur le lot 2). Un premier choix effectué par [VAN 06] n'a retenu que 10 paramètres comme a priori les plus influents sur le tassement de surface. Ces paramètres sont: vitesse d'avancement, pression de confinement du front, pression moyenne d'injection de mortier, volume de mortier injecté, pression de la roue de coupe, poussée totale des vérins de poussée, temps mis pour réaliser l'ensemble d'un anneau (excavation et pose des voussoirs), paramètres de guidage horizontal et vertical du tunnelier ($Diffdh$ et $Diffdv$) et énergie d'abattage.

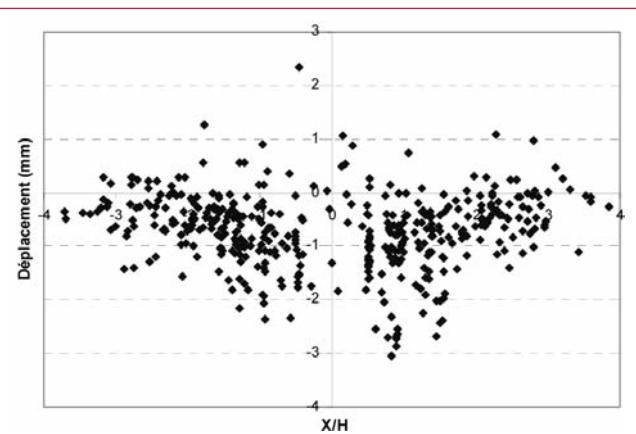


Figure 1. Mouvements du sol en section transversale mesurés sur le Lot 2.

Les mesures de mouvements de surface ont été effectuées par des repères de nivellation positionnés sur chaussées et sur bâtiments. Des profils transversaux de 5 points ont été implantés tous les 30 m le long de tracé du tunnel. D'après les observations effectuées sur chantier, il a été décidé d'étudier les mouvements dus au creusement à court terme. Les relevés de tassement ont été compilés entre -20 m et 50 m après le passage du tunnelier. Les données retenues pour cette étude sont celles mesurées sur les bâtiments (Figure 1) parce qu'elles sont plus précises que celles mesurées sur la chaussée. Les mouvements de surface ont été représentés dans une section transversale en fonction de X/H, avec X la distance horizontale du point de mesure à l'axe du tunnel et H la profondeur de l'axe du tunnel pour le profil transversal correspondant.

3. ANALYSE DES DONNÉES PAR LA MÉTHODE DES RÉSEAUX DE NEURONES

Un réseau de neurones est un assemblage d'éléments identiques appelés neurones qui forment trois types de couches : entrée, couche(s) cachée(s), sortie. Pour définir l'architecture d'un réseau de neurones, il faut définir sa taille (le nombre total de couches et de neurones par couche) et sa structure (le type de couches et d'interconnexion entre les neurones), ce qui nécessite une étude d'optimisation. Le fonctionnement d'un réseau repose sur deux étapes: une étape d'apprentissage (à partir d'un ensemble de données d'apprentissage), et une étape de validation (à partir d'un autre ensemble de validation, indépendant de celui d'apprentissage). Le choix des données du réseau et leur division pour les deux phases d'entraînement et de validation jouent un rôle très important sur la performance du réseau [SHA 04].

3.1 Construction du modèle

Dans l'ensemble des points de nivellation de tassement disponibles (433 points), seuls ceux pour lesquels un profil de tassement transversal pouvait être défini ont été retenus pour cette étude (95 points) et ont été reliés à la géologie locale issue de l'analyse des sondages proches. 60% des données ont été employées pour l'entraînement du réseau et les 40% qui restent sont employées pour sa validation.

Une première analyse effectuée sur l'ensemble de ce lot en considérant une géologie homogène sur l'ensemble du tracé [BOU 09] a permis de définir 7 paramètres de tunnelier comme les plus influents sur le tassement. Ces paramètres sont: Vitesse d'avancement du tunnelier, Pression de confinement au front, Paramètre de guidage vertical du tunnelier ($Diffdy$), Poussée totale des vérins, le volume injecté, Pression de la roue de coupe et le Temps d'excavation de l'anneau. Dans cette étude, ces 7 paramètres sont repris comme entrées du réseau avec 5 paramètres supplémentaires représentant la géologie (épaisseur de chacun des types de sol). Un dernier paramètre [$\exp(-X^2/H^2)$] a

également été ajouté pour rendre compte de manière adimensionnelle de la position relative du point de mesure de tassement par rapport au tunnel (une valeur plus appropriée que X/H [BOU 09]). L'étude d'optimisation de l'architecture du réseau a donné deux couches cachées avec 7 neurones dans chacune, 6000 cycles de calcul sont nécessaires pour effectuer l'entraînement du réseau. La sortie du réseau sera le tassement de surface dont on cherche à prédirer les valeurs à l'aide des différents paramètres d'entrée. La valeur de RMSE (Root Mean Square Error) qui exprime l'erreur commise sur la prédiction dans la phase de validation a été utilisée pour évaluer la performance du réseau. Cette valeur est représentée en pourcentage par l'équation suivante :

$$RMSE \% = \sqrt{\frac{\sum (S^2 - C^2)}{N}} \quad [1]$$

Avec S: la valeur mesurée des déplacements, C : la valeur du déplacement calculée par le réseau et N: le nombre de valeurs de l'ensemble de validation. Cette définition implique que la valeur de RMSE doit être le plus faible possible.

3.2 Résultats de prédiction

Basé sur les 13 paramètres mentionnés précédemment, le réseau a été entraîné avec 60% des données et 6000 cycles. La validation sur les 40% de données restantes a donné une valeur de RMSE égale à 13.13%. La Figure 2 montre les résultats de cette phase de validation comparés aux valeurs mesurées.

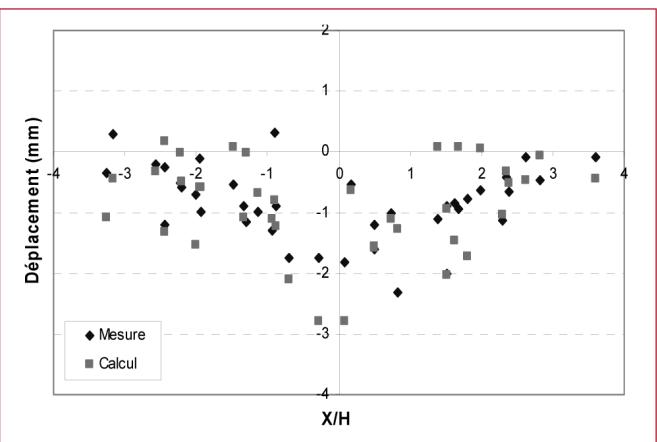


Figure 2. Déplacements mesurés et calculés dans la phase de validation.

L'histogramme des écarts entre les valeurs mesurées et celles calculées (Figure 3) présente une distribution gaussienne des écarts avec 34% des valeurs ayant un écart inférieur à 0.25 mm.

Pour vérifier la capacité du réseau à reproduire la forme de la cuvette sur une section transversale, les valeurs de X/H ont été variées entre -4 et +4 en fixant les paramètres du tunnelier sur leur valeur moyenne. Les cinq principaux profils géologiques ont été considérés. La Figure 4 montre que la forme de la cuvette est fortement influencée par le type de géologie rencontrée.

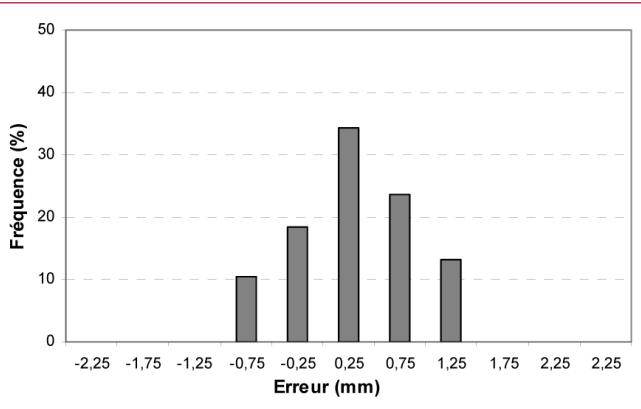


Figure 3. Histogramme des écarts entre les mesures et les calculs.

Par exemple, l'existence de 22% de sable dans le profil 1 donne une cuvette de tassement et on n'observe pas le comportement de soulèvement au centre qui est présent pour les autres profils. Par contre, l'existence du Dur dans le profil 2a donne un soulèvement maximum au niveau de l'axe du tunnel. Afin de classer les paramètres du tunnelier selon leurs influences sur les déplacements, une procédure d'élimination successive des paramètres a été appliquée aux 7 paramètres utilisés dans cette analyse.

3.3 Procédure d'élimination

L'élimination successive des paramètres diminue la valeur de RMSE jusqu'à 5 paramètres quand cette valeur re-augmente (Figure 5). Par la suite la valeur de RMSE commence à dégrader, ce qui est lié à un nombre insuffisant des paramètres employés dans l'analyse.

Le nombre optimal des paramètres est donc 5 paramètres, le classement de ces paramètres selon leur importance est présenté dans Tableau 2.

Afin de prendre en compte le nombre optimal des paramètres, on élimine des 7 paramètres proposés au début, les deux paramètres : temps d'excavation d'anneau et la pression de la roue de coupe étant les moins influents sur la prédiction du tassement. L'analyse effectuée avec 11 paramètres (5 paramètres du tunnelier) améliore les résultats avec une valeur de RMSE de 11.5 % et 42% des valeurs ayant un écart inférieur à 0.25mm sur l'histogramme des écarts (Figure 6).

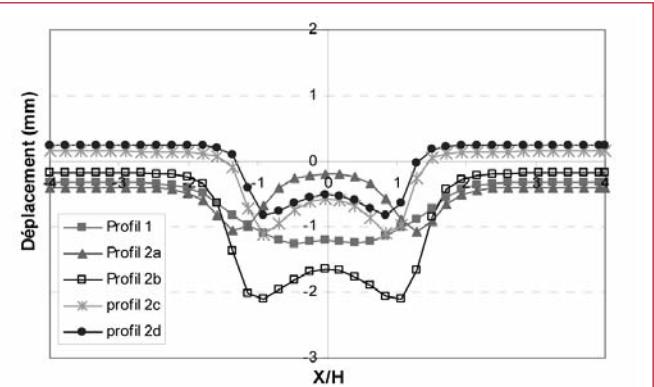


Figure 4. Cuvettes de tassement tracées avec les cinq principaux profils géologiques.

Résultat de la procédure d'élimination		
1	Temps d'excavation d'anneau	Influent
2	Pression de la Roue de Coupe	
3	Diff dv	
4	Vitesse d'avancement	
5	Pression de confinement	
6	Volume injecté	
7	Poussé total des vérins	

Tableau 2. Classement des paramètres selon leur importance croissante.

L'analyse précédente montre que le modèle proposé par les réseaux de neurones donne des résultats satisfaisants sur la prédiction du tassement de surface. Ce modèle est basé essentiellement sur deux types de données : les données géologiques et les données du tunnelier. Sans définir une corrélation entre le tassement de surface et les paramètres donnés, le modèle se base sur des exemples d'entraînement pour pouvoir calculer les résultats recherchés. Une étude paramétrique sera donc un moyen d'estimer l'influence de chaque paramètre sur les résultats. Dans la partie 4, on ne s'intéressera qu'à l'effet du profil de sol rencontré (types de sol présents et épaisseur relative).

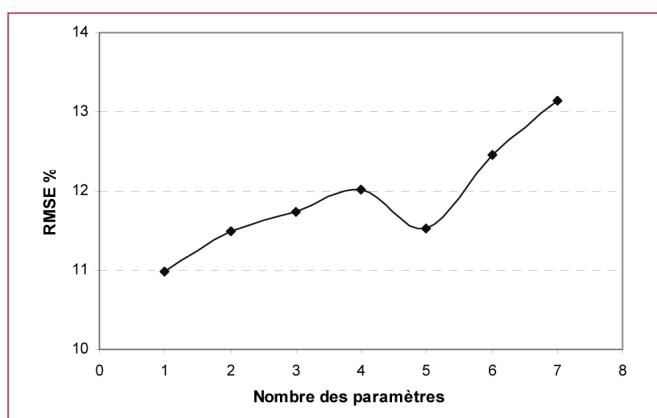


Figure 5. Evolution de valeur de RMSE avec l'élimination des paramètres.

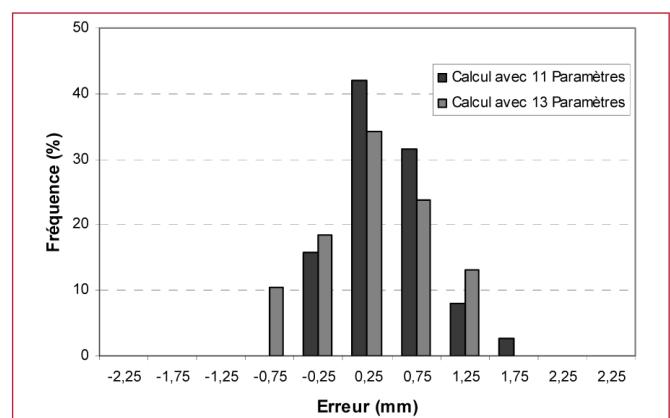


Figure 6. Histogramme des écarts pour les calculs avec 11 et 13 paramètres.

Profil	Couverture %	Argile %	Argile sableuse %	Sable %	Dur %
3	40	25	25	10	0
4	40	20	20	20	0
5	40	10	10	40	0
6	40	20	40	0	0
7	40	40	20	0	0
8	40	30	25	0	5
9	40	30	20	0	10
10	40	20	25	0	15

Tableau 3. Profils du sol employés dans l'étude de l'effet de la géologie.

4. ÉTUDE DE L'EFFET DE LA GÉOLOGIE SUR LE TASSEMENT

Dans cette analyse, les pourcentages de chaque type de sol vont être variés autour des pourcentages d'un profil de référence (Tableau 1). Le calcul sera effectué avec des nouveaux profils (Tableau 3) en prenant les 5 paramètres optimaux du tunnelier. Par exemple, pour étudier l'effet du sable sur la prédition du tassement, trois profils ont été proposés (3, 4 et 5) avec deux profils de référence (2c et 2d).

La Figure 7 montre que l'augmentation de pourcentage du sable pour les deux profils 2c et 2d, donne une augmentation du soulèvement observé au niveau de l'axe du tunnel (un tassement plus important à l'extrémité de la cuvette).

Les profils 3, 4 et 5 donnent une cuvette plus profonde et une diminution du soulèvement observé au niveau de l'axe du tunnel avec l'augmentation du pourcentage du sable. On arrive même avec le profil 5 (40% du sable et 10% du sol argileux) à une cuvette du tassement sans soulèvement au niveau de l'axe du tunnel. La première conclusion qui peut être tirée de cette analyse est que le comportement de soulèvement observé au niveau de l'axe du tunnel est lié à l'existence de sol argileux. L'augmentation du pourcentage d'Argile de 20 à 40 % dans les deux profils 6 et 7 (profil

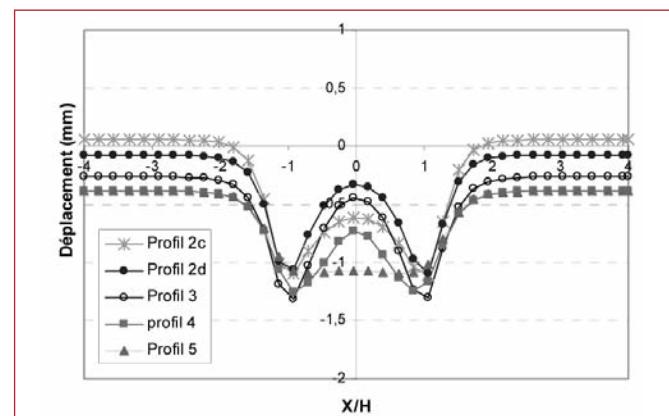


Figure 7. Effet du pourcentage de Sable sur la forme de la cuvette du tassement.

de référence 2c) donne une cuvette plus profonde avec un soulèvement plus important au niveau de l'axe du tunnel (Figure 8-a).

Par contre, l'augmentation du pourcentage de Dur des profils 8, 9 et 10 (Figure 8-b) donne une cuvette de tassement moins profonde avec une diminution du tassement maximum au niveau de l'axe du tunnel (absence de comportement du soulèvement au niveau de l'axe du tunnel). En conclusion, l'existence de deux types de sol Sable et Dur (en bon pourcentage) donne une cuvette de tassement plus profonde sans soulèvement au niveau de l'axe du tunnel (résul-

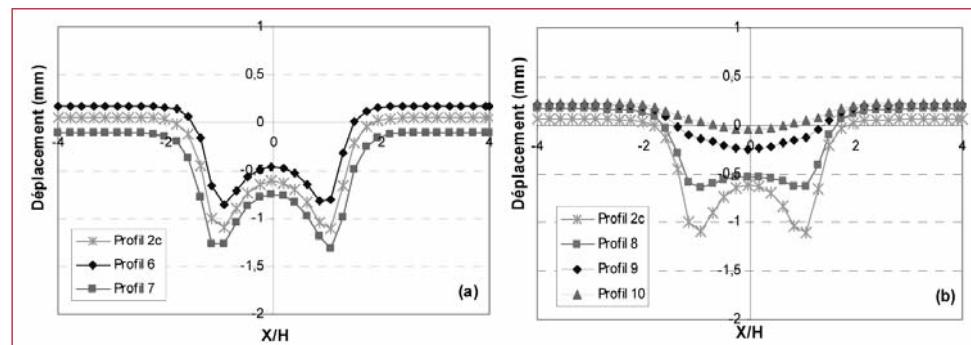


Figure 8. L'effet de pourcentage de (a- l'Argile et l'Argile sableuse, b-Dur) sur la forme de la cuvette du tassement.

tat physiquement prévisible). La présence d'Argile donne une cuvette plus profonde avec un soulèvement au niveau de l'axe du tunnel. Le comportement de soulèvement au centre peut donc être expliqué par le caractère surconsolidé de sol en particulier dans le cas des profils argileux (hypothèse validée par des rétro-analyses numériques [VAN 06]).

5. CONCLUSION

Les mouvements du sol induits par le creusement d'un tunnel et leur corrélation avec la géologie et les paramètres de fonctionnement du tunnelier ont été analysés par une méthodologie basée sur les réseaux de neurones. Des données de la ligne B de métro de Toulouse ont été employées pour évaluer la capacité de la méthodologie proposée. La procédure d'élimination fournit les cinq paramètres de fonctionnement du tunnelier les plus influents sur le tassement de surface. Le réseau ainsi entraîné permet d'étudier l'effet sur la forme et l'amplitude des tassements du pourcentage de chaque type de sol. Par exemple, la présence importante de sable induit une augmentation du tassement alors que celle d'argile induit une modification de l'allure de la cuvette (avec des possibles soulèvement au centre). L'étude a montré qu'en se basant sur les données disponibles du creusement, les réseaux de neurones donnent une bonne approximation des mesures obtenues sur chantier. La méthodologie proposée a permis, sans que celle-ci n'ait été imposée au départ, de reproduire la forme générale des cuvettes de déplacements malgré la spécificité de l'analyse avec des déplacements mesurés qui sont relativement faibles par rapport à l'incertitude de mesure. Ce type d'analyse peut également être employé pour déterminer les éléments adaptés à prendre en compte dans un modèle numérique complexe ou pour réaliser une analyse inverse détaillée des résultats. Cette méthodologie peut également être appliquée pour analyser d'autre cas de travaux de creusement par tunnelier dans d'autres contextes géologiques et/ou avec d'autres types de tunnelier. Le cas de référence utilisé ici peut être considéré comme critique, étant donné les faibles valeurs de tassements observés.

6. RÉFÉRENCES

- [ANT 98] ANTEA – TEMSOL – CEBTP – 2GH, Ligne B – Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique, rapport de synthèse B1998-0101-M, 1998, Document B-AVP-ANT-RA-715-LB-00 0.
- [BOU 09] BOUBOU R., EMERIAULT F., KASTNER R., «Prediction of Surface Settlements Induced by Tunnel Boring Machines Using Artificial Neural Networks Method», *2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling-EURO:TUN 2009*, Bochum, 2009, p.627-632.
- [JAK 08] JAKSA M.B., MAIER H.R., SHAHIN M.A., «Future challenges for artificial neural network modelling in geotechnical engineering», *In Proceedings of the 12th International Congress of IACMAG*, Goa, India, 2008, p. 1710-1719.
- [JAV 06] JAVADIS A.A., «Estimation of air losses in compressed air tunneling using neural network», *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 21, 2006, p.9-20.
- [KAS 06] KASPER T., MESCHKE G., «Parametric studies for shield tunneling in soft soils», *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, London, 2006, p. 543-549.
- [KIM 01] KIM C.Y., BAE G.J., HONG S.W., PARK C.H., MOON H.K., SHIN, H.S., «Neural network based prediction of ground surface settlements due to tunnelling», *Computers and Geotechnics*, n° 28, 2001, p.517-547.
- [KOM 01] KOMIYA K., SOGA K., AGAKI H., JAFARI M.R., BOLTON M.D., «Soil consolidation associated with grouting during shield tunneling in soft clayey ground», *Géotechnique*, vol. 51, n°10, 2001, p.835-846.
- [MAI 00] MAIER H.R. DANDY G.C., «Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: A review of modeling issues and applications», *Environmental Modeling & Software*, vol. 15, 2000, p.101-124.
- [MAT 94] MATSUSHITA Y., IWASAKI Y., HASHIMOTO T., IMANISHI H., «Behaviour of subway tunnel driven by large slurry shield», *In Proceedings of the Geotechnical aspects of underground Construction in Soft Ground*, 1994, p.253-256.
- [MEL 97] MELIS M., ARNAIZ M., OTEO C.S., MENDANA F., «Ground displacements in Madrid soils due to tunnel excavation with earth pressure TBM», *In Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, 1997, p.1433-1436.
- [OOT 06] OOTA H., NISHIZAWA K., HASHIMOTO T., NAGAYA J., «Prediction of shield tunnelling influences on ground deformation based on the construction process», *In Proceedings of the Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, Amsterdam, 2006, p.275-281.
- [PHI 06] PHIENWEJ N., HONG C.P., SIRIVACHIRAPORN A., «Evaluation of ground movements in EPB shield tunnelling for Bangkok MRT by 3D numerical analysis», *Tunnelling and underground space technology*, vol. 21, n° 3-4, 2006, p.273.
- [RAN 09] RANGEL-NÚÑEZ1 J.L., AYALA-MILIAN G., TAMEZ-GONZALEZ E., «Evaluation of Superficial Settlements during Tunnelling in Soft Soils Using Real Data Modelled by Artificial Neural Networks and 3D Numerical Models», *2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling-EURO:TUN 2009*, Bochum, 2009, p.619-626.
- [SAN 08] SANTOS Jr.O.J., CELESTINO T.B., «Artificial neural networks analysis of Sao Paulo subway tunnel settlement data», *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 23, 2008, p.481-491.
- [SHA 04] SHAHIN M.A., MAIER H.R., JAKSA M.B., «Data division for developing neural networks applied to geotechnical engineering», *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 18, n°2, 2004, p.105-114.

- [SUW 06] SUWANSAWAT S., EINSTEIN H.H., «Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunnelling», *Tunnelling and underground space technology*, n°21, 2006, p.133-150.
- [SUW 07] SUWANSAWAT S., EINSTEIN H.H., «Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique», *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 133, n°4, 2007, p.455-468.
- [VAN 05] VANOUUDHEUSDEN E., PETIT G., ROBERT J., EMERIAULT F., KASTNER R., LAMBALLERIE J.-Y., REYNAUD B., «Impact sur l'environnement du creusement dans la molasse toulousaine d'une galerie par une méthode conventionnelle», *In Proceedings of the Congrès International de l'AFTES*, Chambéry (France), 2005, p.287-292.
- [VAN 06] VANOUUDHEUSDEN E., Impact de la construction des tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant, Incidence du mode de pressurisation du front, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2006.

MODÉLISATION DISCRÈTE D'UNE STRUCTURE EN SOL RENFORCÉ PAR GÉOCELLULAIRE ET SOUMISE À UN IMPACT

Maxime SOUDÉ, Roland GOURVES, Michel GREDIAC, Younes HADDANI, Aurélie TALON

Sol Solution Géotechnique Réseaux – 63204 Riom Cedex

LaMI – 63175 Aubière ; Université Blaise Pascal – 63006 Clermont Ferrand

Clermont Universités – LaMI – Polytech'Clermont-Ferrand – 63174 Aubière

1. INTRODUCTION

Les ouvrages en sol renforcé sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par leur grande souplesse. Parmi ces éléments de renforts, on trouve le géocellulaire, qui est une structure en géotextile tridimensionnelle mise au point par J.F. Vignon en 1978 afin de lutter contre les érosions. La société Sol Solution innove et développe ce procédé de structure alvéolaire sous le nom de M3S®, depuis plusieurs années.

Depuis 1996, en partenariat avec le laboratoire LERMES de l'Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, des travaux de recherches, notamment ceux de Reiffsteck [REI 96] et ceux de Racana [RAC 02] ont été conduits afin d'affiner les connaissances du comportement mécanique d'un ouvrage en sol renforcé par géotextile M3S®, de faire évoluer le procédé et de mettre en place les notes de calcul utilisées par Sol Solution pour le dimensionnement.

A ce jour, près de 100 ouvrages ont été construits avec le procédé M3S® pour des applications diverses (raidissement de talus, murs de soutènement, élargissement de route, lutte contre l'érosion...) et parfois dans le cadre de projets aux exigences spécifiques (confinement de cuve, utilisation d'argile expansée en remplissage des alvéoles, ouvrage de 16 m de hauteur, paroi de centre de stockage de déchets...).

L'ensemble des travaux qui ont été menés ont ainsi permis de valider la réponse mécanique de tels ouvrages **sous sollicitations statiques** et ont dégagé une perspective intéressante. En effet, les ouvrages en sol renforcé de type M3S® s'inscrivent dans la catégorie des ouvrages « souples » et sont caractérisés par des déformations importantes avant rupture ainsi qu'un comportement élastique en grandes déformations. Ces ouvrages ont donc une capacité importante à absorber de l'énergie sous sollicitations.

De ce fait depuis 2007, Sol Solution a entrepris de lancer une étude de la réponse mécanique des murs M3S® sous sollicitation dynamique, et ce, afin d'en élargir les applications aux zones concernées par 3 types de sollicitation que sont le séisme, le choc et l'explosion.

Dans cet article, on présentera une synthèse des travaux de Soudé [SOU 08] concernant l'état de l'art sur les sollicitations dynamiques précédemment citées appliquées à des structures de soutènement en sol renforcé lorsque cela est possible. On expliquera ensuite les raisons ayant conduit au choix d'une modélisation numérique d'un impact sur une structure alvéolaire par la méthode des éléments discrets via le logiciel PFC2D d'Itasca [ITA 99]. Les hypothèses ainsi que la stratégie retenue lors de l'élaboration des différents modèles seront alors précisées. Enfin, on étudiera l'influence de la résistance ultime des liaisons intercellulaires sur la réponse mécanique du système.

2. IDENTIFICATION DES SOLICITATIONS

Les travaux de Joulain [JOU 07] puis ceux de Soudé [SOU 08] ont permis d'établir l'état de l'art consacré à chacune des sollicitations dynamiques précédemment citées. La démarche suivie et les objectifs fixés pour mener cette étude ont été les mêmes pour chacune de ces sollicitations. D'une part, il s'agissait d'étudier les différentes approches permettant de modéliser le phénomène, à savoir une approche empirique, théorique, numérique et normative. D'autre part, la réponse dynamique d'ouvrages en sol renforcé soumis à un séisme, une explosion ou un choc a été étudiée.

2.1 Remarques concernant les différentes sollicitations

La sollicitation sismique est la mieux maîtrisée des trois, comme en témoigne l'ampleur de la littérature internationale [JOU 07], [SOU 08]. Elle a fait l'objet d'études analytiques poussées qui, lorsqu'elles se sont heurtées à la complexité du calcul mathématique, ont laissé place à la modélisation numérique. Aujourd'hui, la plupart des méthodes informatiques (essentiellement de type MEF) semblent donner des résultats suffisamment proches de la réalité et elles continuent de s'affiner par le biais des travaux de recherche en cours, notamment concernant l'étude plus poussée des modèles d'interaction sol-structure. D'un point de vue normatif, les règlements actuels [EC8-5] intègrent le paramètre sismique dans le dimensionnement d'ouvrages en sol renforcé, par la méthode de Mononobe-Okabe, domaine auquel le procédé M3S ® appartient. Concernant les sollicitations de type explosion, les travaux de recherche expérimentaux ont souvent nécessité des besoins financiers ou matériels importants, le plus souvent d'origine privée ou militaire (USAF) [OLE et al. 93], [REI 95]. En conséquence, les résultats de telles études ont rarement été rendus publics avant une certaine durée, ce qui ne permet pas de conclure aujourd'hui réellement quant à l'état des connaissances sur ce sujet. Dans le cadre militaire, il ressort de cette étude le recours à une formulation empirique dite de Drake-Little, permettant de relier les forces de pression maximales appliquées en tout point d'une structure et la distance séparant le point d'étude de la charge explosive. Des essais grandeur nature ainsi que sur des modèles réduits en centrifugeuse ont permis de valider, avec une bonne corrélation, les résultats analytiques et numériques. L'approche numérique d'un tel phénomène est aujourd'hui le sujet de nombreux travaux dont la plupart se penchent sur les problèmes de liquéfaction. Enfin, les sollicitations de type choc trouvent plus d'applications dans le domaine civil, notamment pour les problèmes de structures de protection contre les éboulements rocheux, voire pour des structures de protection contre les impacts de véhicules ou les impacts balistiques. A l'heure actuelle, le problème des éboulements rocheux est le plus étudié. Ainsi, parmi les 3 grands types de structures utili-

sées pour parer à ce problème, les ouvrages de type merlons présentent le plus de similitudes avec notre cas d'étude de massif en sol renforcé par géotextile. Cette sollicitation dynamique type choc a ainsi fait l'objet d'une étude poussée, notamment sur d'éventuelles modélisations analytiques et numériques, où la méthode des éléments distincts s'est avérée très bien adaptée à l'étude de la réponse d'un matériau granulaire. Des essais grandeur nature effectués dans la région alpine, notamment dans le cadre du projet ANR REMPARe [GOT 06], ont pu ainsi confirmer avec plus ou moins de précision, les résultats obtenus de manière analytique ou numérique.

2.2 Restriction de l'étude à la sollicitation choc

Le choix a donc été fait d'étudier la sollicitation choc et d'écartez la sollicitation sismique compte tenu de l'aspect normatif déjà très développé à ce sujet. Il en va de même pour les explosions dont l'approche expérimentale s'avère trop fastidieuse et onéreuse à mettre en œuvre.

3. STRATÉGIES DE MODÉLISATION

L'approche numérique est couramment utilisée dans la résolution de problèmes analytiques complexes. Dans le cadre de l'étude de chocs, envisager une approche numérique repose sur un choix entre la méthode aux éléments finis (MEF) et la méthode aux éléments distincts (MED).

3.1 Choix de la méthode aux éléments discrets

En premier lieu, la MEF s'adapte tout particulièrement aux milieux continus. Cependant, elle présente des limites importantes dans notre cas de figure. Un impact est en effet considéré comme une sollicitation extrême au vu des efforts transmis en un temps de l'ordre de quelques dizaines de millisecondes. Le maillage continu d'un modèle MEF peut alors ne pas être adapté à de si grandes déformations et rend de plus le traitement de la fissuration et de la fragmentation difficile. Certains auteurs, [DRA et al. 00], [MOU et al. 09], ont alors suggéré des procédures de remaillage au cours de la sollicitation mais ces méthodes sont souvent délicates et sophistiquées. Par ailleurs, Saussine [SAU 04] s'est interrogé sur la validité d'un modèle macroscopique équivalent d'un milieu constitués de particules de taille supérieure ou égale à celle de l'élément fini du maillage (par exemple le ballast des voies de chemins de fer).

La MED s'est révélé être une solution d'étude numérique très intéressante pour les matériaux granulaires, notamment de par le fait que son fonctionnement repose sur la simple implémentation d'une loi de contact entre les grains constitutifs du milieu. Bien que la taille de ce dernier soit plus limitée que pour un modèle de type MEF, il est possible d'approcher un comportement global de l'ouvrage en

n'étudiant qu'une partie de celui-ci, comme par exemple un seul lit de sol renforcé par géocellulaire. Selon la structure de l'ouvrage renforcé, la méthode d'homogénéisation peut s'appliquer à l'étude dynamique d'une sollicitation de type choc [BER 06]. Nous avons donc choisi le logiciel PFC2D d'Itasca [ITA 99].

3.2 Convergence de la solution et temps de calcul

Le niveau de précision d'une simulation numérique doit avant tout être adapté au niveau d'exigence requis dans les résultats attendus. L'objectif principal des simulations effectuées lors du travail de recherche actuel est d'aborder de manière globale les mécanismes et phénomènes physiques prenant part lors d'un impact sur un milieu composite {sol-géotextile}. Les modèles numériques alors retenus n'ont pas été développés dans le but d'une approche prévisionniste mais d'une approche qualitative et réaliste en termes d'ordres de grandeur. Afin de multiplier les observations, il était aussi indispensable de consacrer à l'élaboration des modèles, ainsi qu'à leur résolution, un temps optimal. En conséquence, de nombreuses hypothèses et approximations ont été faites pour trouver un équilibre entre précisions des modèles numériques et vitesse d'exécution et de résolution.

Lorsqu'une sollicitation est appliquée à un milieu, la configuration de celui-ci est évaluée au cours du temps de manière itérative. Par itérations de cycles de calcul reliant le déplacement des particules aux efforts qu'elles transmettent, le logiciel converge vers un état final. La vitesse de cette convergence dépend uniquement des capacités du milieu à amortir les efforts et les déplacements des particules le constituant. Si les modèles de contact établis entre les particules ne présentent aucune forme de dissipation (absence de frottement, d'amortissement visqueux...), le comportement du milieu est alors purement élastique et une simple sollicitation engendre une oscillation globale du système sans jamais converger vers un état d'équilibre.

Parmi différents amortissements par dissipation [FAL 97], nous avons fait le choix de ne considérer que le frottement interparticulaire comme source de dissipation d'énergie. Aucun amortissement numérique ou visqueux n'a donc été considéré dans nos modèles.

L'absence de prise en compte de dissipations non-frictionnelles s'explique par le souhait de tester différentes configurations de matériaux en un temps **raisonnable**. Considérer d'autres sources de dissipations requiert en effet un calage expérimental systématique pour chaque nouvelle configuration testée tout en utilisant les modèles rhéologiques simples proposés par le logiciel (amortisseurs visqueux disposés en série ou en parallèle de ressorts pour modéliser les contacts intergranulaires).

Les modèles se sont ainsi appuyés sur des paramètres micromécaniques dont les ordres de grandeurs étaient issus de diverses références bibliographiques [CHA 03], [DEL 04], [ITA 99] et [BOU 08]. On souligne cependant qu'à ce jour peu de travaux aux éléments discrets ont été observés dans le domaine de la dynamique rapide. En conséquence, les ordres de grandeur des paramètres micromécaniques utilisés sont issus de simulations dans le domaine statique ou quasi-statique.

Le choix d'une approche numérique a soulevé la perspective de simulations spatiales via PFC3D. Cependant, l'ajout d'une 3^e dimension spatiale conduisait à un temps d'exécution et de résolution beaucoup plus long dû au plus grand nombre de particules générées. Cette contrainte temporelle a été le principal argument nous ayant fait préférer le choix d'étudier des problèmes plans via PFC2D.

4. MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle (*figure 1 gauche*) se compose d'une nappe de géotextile constituée de plusieurs cellules et confinant chacune un même matériau granulaire. La nappe est ensuite impactée dans son plan par une sphère de diamètre égal à celui d'une cellule (55cm) et à une vitesse de 10m/s.

L'objectif de la simulation est d'évaluer l'influence de la

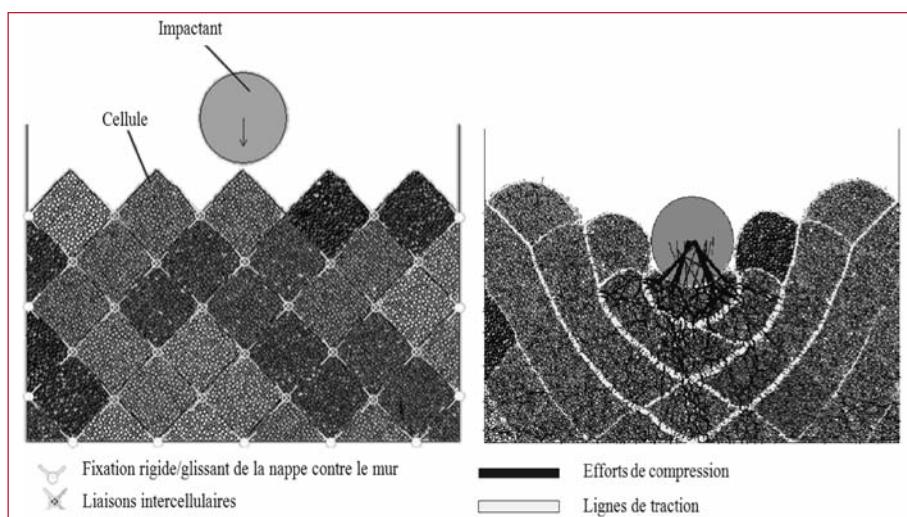


Figure 1. Modèle de nappe géocellulaire soumise à un impact (gauche). Mise en évidence des lignes de traction concentrées au point d'impact (droite)

résistance ultime des liaisons intercellulaires sur le comportement global de la structure. Sur la base de l'expérience de l'entreprise, une première valeur de 8 kN/m a été considérée comme correspondant à un ordre de grandeur réaliste. Ensuite, la valeur de 25 kN/m a été utilisée car étant la même que celle d'une bande de géotextile.

4.1 Paramètres mesurés

Les grandeurs mesurées en fonction du temps sont l'énergie cinétique résultant de la somme du mouvement translationnel et rotationnel de chaque particule, l'énergie potentielle élastique de déformation résultant de l'interpénétration des particules entre elles et de l'effort de traction du géotextile, l'énergie dissipée par frottements et la vitesse déduite de l'énergie cinétique de l'impactant.

4.2 Modélisation du matériau sol

Le matériau sol est constitué d'un ensemble de particules sphériques générées par la méthode d'expansion de rayon [ITA 99] et la taille de chacune d'entre elles est comprise entre 8 et 32 mm. Ces paramètres décrivent un sol de type gravier. Aucune fine (diamètre inférieur à 8 mm) n'a été considérée pour éviter la génération d'un trop grand nombre de particules et permettre un temps de simulation acceptable de seulement quelques jours.

Le sol est caractérisé par un modèle de contact élastique frottant. Il est composé d'un ressort dans les directions normale et tangentielle de contact dont les valeurs sont des ordres de grandeur rencontrés dans la littérature, soit respectivement $k_n = 10^8 \text{ N/m}$ et $k_s = 0,5 \cdot 10^8 \text{ N/m}$. Un paramètre de frottement interparticulaire μ_{SOL} relie l'effort tangentiel maximal $F_{s,\max}$ admis pour un effort normal donné F_n selon la loi :

$$|F_{s,\max}| \leq \mu_{\text{SOL}} \cdot F_n \quad [1]$$

A partir des ordres de grandeur observés dans la littérature, nous avons posé $\mu = 0,7$ ce qui correspond en première approximation, avec $\mu = \tan(\phi)$, à un matériau d'angle de frottement macroscopique ϕ d'environ 30° .

Des simulations d'essais biaxiaux ont ensuite été effectuées selon la méthode décrite par Itasca [ITA 99]. Avant d'appliquer la sollicitation axiale σ_y , une consolidation isotrope à différentes valeurs σ_x est appliquée. A partir de l'ensemble des graphes des différents déviateurs ($\sigma_y - \sigma_x$) ainsi que des déformations volumiques ϵ_y en fonction de la déformation axiale ϵ_y on peut alors déterminer les modules d'Young E , le coefficient de Poisson ν ainsi que l'angle de frottement macroscopique ϕ des différents sols testés. Les relations alors utilisées sont :

$$E = (1 - \nu^2) \frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \epsilon_y} \quad \Delta \epsilon_y = \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \quad \sin \varphi = \frac{(\sigma_y - \sigma_x)^{\max}}{(\sigma_y + \sigma_x)^{\max}} \quad [2]$$

Les valeurs obtenues sont $E = 38 \text{ MPa}$, $\nu = 0,214$ et $\phi = 28,9^\circ$.

4.3 Modélisation du géotextile

Le matériau géotextile est constitué d'une chaîne de particules sphériques dont le diamètre est $d_{\text{GEO}} = 7,8 \text{ mm}$, soit légèrement inférieur à la plus petite particule de sol. Ce choix s'explique par le fait que compte-tenu du modèle de contact utilisé pour le géotextile, lorsque celui-ci est mis en traction, les particules les constituant s'écartent les unes des autres permettant aux particules de sol les plus petites de passer par ces ouvertures.

Le géotextile est caractérisé par un modèle de contact élastique frottant et cohésif. Il est composé d'un ressort dans les directions normale k_n et tangentielle k_s de contact. Des paramètres de cohésion interparticulaire c_n et c_s sont définis afin de générer une résistance ultime en traction de la chaîne de particules de 25 kN/m. A partir des essais de traction effectués en laboratoire sur des bandes de géotextile M3S (figure 2), les paramètres de raideurs interparticulaires ont été fixés à $k_n = k_s = 2 \cdot 10^7 \text{ N/m}$ afin d'observer 30% de déformation pour un effort de 25kN/m.

Le paramètre de frottement interparticulaire μ_{GEO} a été fixé à 0,7 afin de reproduire le même frottement interparticulaire que le sol. En posant $\mu_{\text{int}} = \min(\mu_{\text{SOL}}, \mu_{\text{GEO}})$, l'effort tangentiel maximal $F_{s,\max}$ admis à l'interface pour un effort normal donné $F_{n,\max}$ est défini par la loi :

$$|F_{s,\max}| \leq \mu_{\text{int}} \cdot F_{n,\max} \quad [3]$$

Des simulations numériques d'essais de cisaillement pour différentes contraintes verticales σ_N appliquées sur l'échantillon ont permis d'évaluer un frottement à l'interface $\phi_{\text{int}} = 23^\circ$, soit, inférieur au frottement macroscopique du sol. Le modèle de contact des liaisons intercellulaires est le même que celui présenté précédemment à l'exception de la valeur des cohésions interparticulaires fixée à 8kN (ordre de grandeur d'une liaison thermoliée) ou 25kN (résistance du géotextile). Des essais de traction réalisés en laboratoire ultérieurement (figure 2) ont montré une résistance ultime en traction de 12 kN/m. Bien que la valeur de 8kN/m retenue pour les modèles soit inférieure à la valeur expérimentale, l'ordre de grandeur s'avère néanmoins réaliste.

4.4 Modélisation de l'impactant

L'impactant est une sphère de 55 cm de diamètre et nous avons choisi les mêmes caractéristiques micromécaniques que celles du sol. Soit, une masse volumique de $2,0 \text{ t/m}^3$, ses raideurs interparticulaires normale et tangentielle ont respectivement été fixées à $k_n = 10^8 \text{ N/m}$ et $k_s = 0,5 \cdot 10^8 \text{ N/m}$ et le frottement interparticulaire a été fixé à $\mu = 0,7$.

5. INFLUENCE DE LA RÉSISTANCE ULTIME EN TRACTION DES LIAISONS INTERCELLULAIRES

Lorsque la résistance ultime des liaisons intercellulaires est de 25 kN/m, on observe une élongation sans rupture du géotextile le long de lignes de traction concentriques au

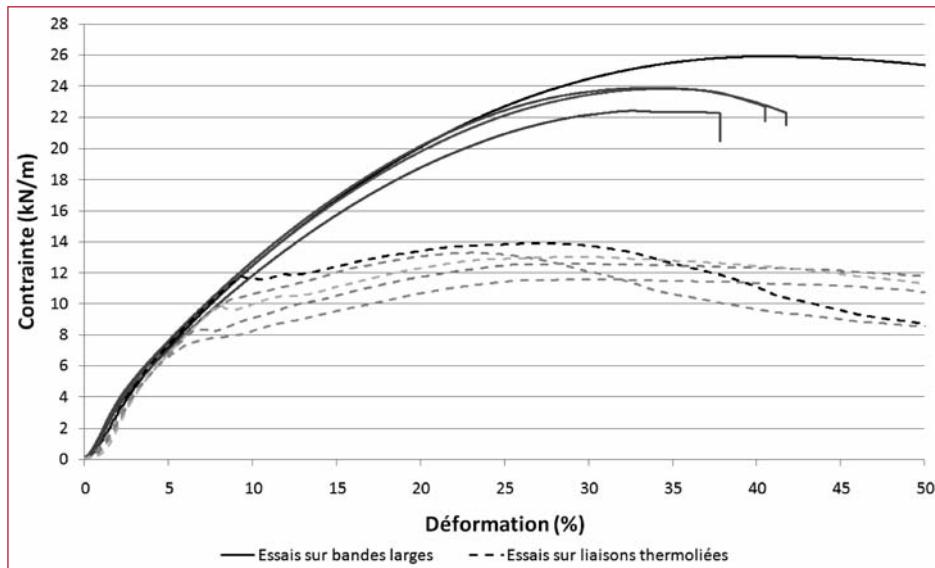


Figure 2. Essais de traction sur bandes larges et sur liaisons thermoliées pour un géotextile de 1,9 mm d'épaisseur.

point d'impact et qui interceptent les liaisons intercellulaires (*figure 1 droite*). Ces dernières jouent donc un rôle mécanique notable sous ce type de sollicitation dynamique.

Lorsque la valeur est fixée à 8kN/m, on observe des ruptures au niveau des liaisons intercellulaires plafonnant ainsi l'énergie potentielle de déformation élastique de la nappe (*figure 3*). De plus, à chacune d'entre elle est associé un changement de pente dans l'évolution de l'énergie cinétique, de celle dissipée par frottements (*figure 3*) et de la vitesse de l'impactant en fonction du temps (*figure 4*). La décélération de l'impactant est plus faible durant le phénomène d'impact. La vitesse finale après impact est d'ailleurs plus faible. Ceci s'explique par le rôle « fusible » des liaisons qui entraînent deux phénomènes. D'une part on observe une rétractation de la bande de

géotextile au sein du milieu granulaire induisant une dissipation de son énergie potentielle élastique de déformation par frottement avec le sol. D'autre part, ces ruptures permettent à l'impactant de s'enfoncer plus loin dans la structure et donc de dissiper davantage d'énergie cinétique par frottement.

6. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette présente étude a permis d'exposer la démarche suivie quant à la volonté de Sol-Solution d'étudier le comportement dynamique de son procédé de renforcement de sol par géocellulaire M3S. Il a été décidé de concentrer notre étude sur le choc et ce au moyen de simulations numériques par la méthode des éléments discrets.

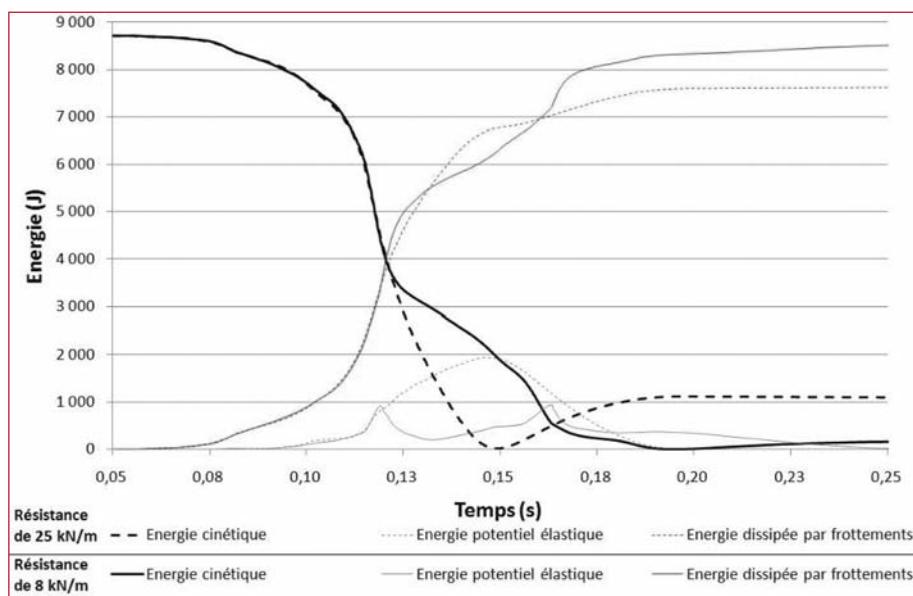


Figure 3. Bilan énergétique en fonction du temps et pour deux résistances de liaisons intercellulaires, 8kN/m et 25 kN/m.

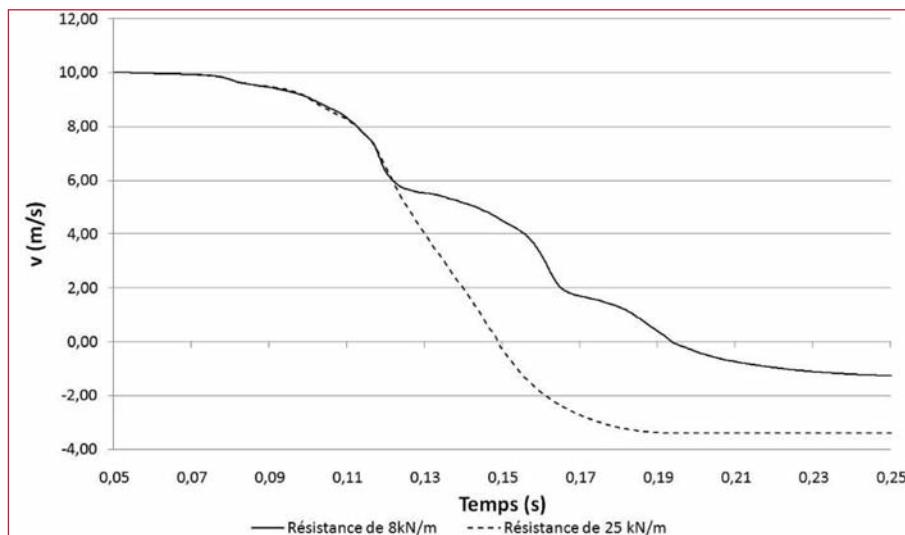


Figure 4. Vitesse de l'impactant en fonction du temps et pour deux résistances de liaisons intercellulaires, 8kN/m et 25 kN/m.

Les raisons de préférer cette méthode à celle des éléments finis ont été exposées, de même que les stratégies employées et les hypothèses retenues pour élaborer nos modèles. Des simulations d'essais biaxiaux ont été réalisées sur le matériau sol afin de caractériser macroscopiquement les paramètres retenus à l'échelle micromécanique. Le géotextile ainsi que les liaisons intercellulaires sont caractérisés par un modèle de contact cohésif dont les paramètres mécaniques sont issus d'essais de traction par la méthode des bandes larges réalisées en laboratoire.

Par la suite, une simulation d'impact sur une nappe de géotextile a été réalisée. L'analyse du phénomène au travers du bilan énergétique appliqué à la structure a ainsi permis d'évaluer l'influence de la résistance des liaisons intercellulaires sur le phénomène d'impact. Il ressort que ces dernières ont un rôle non négligeable lors d'un choc puisque leur capacité à se rompre influe sur la capacité du système à dissiper de l'énergie, de même qu'elle permet à l'impactant de subir une décélération plus modérée.

Enfin, un tel modèle numérique rend bien entendu possible l'étude de l'influence de nombreux autres paramètres mécaniques. La rigidité du matériau sol ou celle du géo-

textile, le mélange de plusieurs sols aux propriétés mécaniques différentes ou la capacité de fracturation du sol sont autant de paramètres pouvant avoir une influence sur la réponse globale de l'ouvrage ou sur la cinétique de l'impactant.

Une série d'expérimentations sur des modèles réduits a été réalisée en juin 2010 (*figure 5*) et consistait en l'étude de l'impact d'un véhicule à moteur thermique radiocommandé d'une masse de 5 kg sur deux massifs en sol renforcé à échelle 1/10^e. Les deux massifs se distinguaient par la nature du matériau utilisé dans la confection des nappes de renforcement alvéolaire afin d'étudier l'influence de celles-ci sur la réponse mécanique de l'ouvrage à un impact. En première approximation, une telle expérience correspondrait dans la réalité à l'impact d'un véhicule de 5 tonnes roulant à plus de 110 km/h et percutant un massif d'une hauteur d'environ 4 m et d'une longueur de 12 m. D'autres expériences sont envisagées durant l'année 2011 et les résultats de l'ensemble de ces essais seront alors utilisés pour évaluer la pertinence des modèles retenus, concernant notamment l'absence de prise en compte de dissipations non-frictionnelles.



Figure 5. Expérience d'impact d'un véhicule sur un ouvrage en sol renforcé à échelle 1/10^e

7. BIBLIOGRAPHIE

- [BER 06] Bertrand D., *Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, application aux structures de protection contre les éboulements rocheux*, Thèse de doctorat, Univ. Joseph Fourier, 2006.
- [BOU 08] Bourrier F., *Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel – Application à la trajectographie des chutes de blocs*, Thèse, Univ. Joseph Fourier, 2008.
- [CHA 03] Chareyre B., *Modélisation du comportement d'ouvrages composite sol-géosynthétique par éléments discrets, Application aux ancrages en tranchée en tête de talus*, Thèse de doctorat, Univ. Joseph Fourier, 2003.
- [DEL 04] Deluzarche R., *Modélisation discrète des enrochements*, Thèse, Ecole Centrale, Lyon, 2004.
- [EC8-1] Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 1998.
- [FAL 97] FALCON E., *Comportements dynamiques associés au contact de Hertz : processus collectifs de collision et propagation d'ondes solitaires dans les milieux granulaires*, Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon 1, 1997.
- [GOT 06] GOTTELAND P., *Actes de la Conférence finale – 5.3 Les ouvrages de protection en terre : innovations et re-ingénieries*, 24-26 oct. 2006.
- [ITA 99] Itasca, PFC2D - *Theory and background*, Itasca Eds, 1999.
- [JOU 07] Joulain C., *Etude du comportement dynamique d'un massif de sol renforcé par géocellulaire*, Rapport de fin d'étude, IFMA, 2006-2007.
- [OLE et al. 93] Olen K.L., Fragaszy R. J., Cargill K.W. Purcell M.R., *Dynamic response of reinforced soil systems, Phase 2 – Flight dynamics directorate*, Wright Laboratory, 1993.
- [RAC 02] Racana N., *Etude du comportement mécanique d'un massif de sol renforcé par géotextile cellulaire*, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 2002.
- [REI 95] Reid R., *Conventional weapons effects on reinforced soil walls*, Thesis for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, 1995
- [REI 96] Reiffsteck Ph., *Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMA-TER – Analyse numérique et expérimentale*, Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 1996
- [SAU 04] Saussine G., *Contribution à la modélisations de granulats tridimensionnels : Application au ballast*, Thèse de doctorat, Université des sciences et techniques du Languedoc, 2004
- [SOU 08] Soudé M., *Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile M3S®*, Mémoire d'ingénieur Polytech'Clermont, Université Blaise Pascal Clermont II, 2008.

annonces de colloques



ORGAGEC'11

L'association **ORGAGEC "matériaux organiques pour la construction"**, équipe pluridisciplinaire développant des actions de sensibilisation et de formation en vue de l'utilisation des matériaux organiques - *plastiques, textiles techniques, complexes d'isolation et d'étanchéité, bitumes, résines mortiers et composites de réparation, peintures, additifs etc.* - dans la construction des bâtiments, des ouvrages de génie civil et des infrastructures, organise son **4ème colloque européen triennal ORGAGEC'11 à Polytech'Lille, à Villeneuve d'Ascq près de Lille dans le Nord, du 6 au 8 juillet 2011.**

Le thème de ce 4ème colloque est "**Les matériaux organiques au service de la rénovation du patrimoine bâti : quelles exigences, quelles solutions durables ?**".

Les communications doivent aborder les exigences attendues des matériaux organiques en termes de sécurité, performantes et fonctionnelles, le monde de la construction exprimant ses attentes et celui des matériaux proposant ses réponses. Le colloque a une vocation tout autant scientifique qu'industrielle.

Son comité d'organisation est présidé par François Buyle-Bodin, ancien secrétaire permanent du Réseau Génie Civil & urbain RGC&U et Vice-président de l'université Lille 1, et son comité scientifique par Jacques Roudier, ancien DG du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC et président de la 5ème section du Conseil Général de l'Environnement et du Développement Durable CGEDD. Le colloque est parrainé par la région Nord-Pas de Calais, les pôles de compétitivité Matériaux et Applications pour une Utilisation Durable MAUD, UP-TEX, Industrie & Agro-Ressources IAR, les associations française de Génie Civil AFGC et universitaire AUGC, les écoles d'ingénieurs du Nord-Pas de Calais...

Une sélection de communications à caractère scientifique sera publiée dans la revue **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, une autre sélection à caractère technologique sera publiée dans la revue **les Annales du BTP**.

Les informations détaillées sur les objectifs du colloque et leur organisation thématique sont accessibles sur le site de l'association Orgagec <http://www.orgagec.com/>

Si vous souhaitez présenter une communication au colloque, merci d'envoyer avant le **17 décembre 2010 un résumé d'une dizaine de lignes en français et en anglais, accompagné du nom et de l'affiliation des auteurs à l'adresse orgagec11@univ-lille1.fr**

Le comité scientifique informera le cas échéant de l'acceptation le **18 février 2011** et le texte définitif sera à envoyer pour le **1er mai 2011**.

Les **frais d'inscription** (majorés de 50 € après le 15 mai 2011) sont de **450 €, tarif réduit de 350 €** pour les membres **d'Orgagec et des associations partenaires, 220 € pour les étudiants et doctorants.**

Merci de votre contribution au développement de l'usage raisonné des matériaux organiques pour la construction.

ICRACM2010

3rd International Conference on Recent Advances in Composite Materials (December 13-15, 2010)

Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Limoges
Université de Limoges
Parc d'ESTER Technopole, 16 rue Atlantis
87068 Limoges Cedex, France

The 3rd International Conference on Recent Advances in Composite Materials (ICRACM-3) will be held in ENSIL - University of Limoges and ENSCI, France, from Monday, December 13 to Wednesday, December 15, 2010. It follows highly successful previous conferences in this series ICRACM-2004 held at BHU, Varanasi (India 2004), ICRACM-2007 held at India Habitat Centre, New Delhi (India-2007).

Composite materials have unique advantages over monolithic materials, such as high strength, high stiffness, long fatigue life, low density, and adaptability to the intended function of the structure. Significant achievement has been made in the design/development and applications. Considerable innovative research is still continuing for the development of continuous fibre composites and particulate composites for critical applications. Therefore, ICRACM-2010 aims at bringing together academicians and researchers in various disciplines to share knowledge and exchange views, for useful industrial applications of composite materials. The conference will facilitate discussion on the latest trends in the entire gamut of composite materials. The deliberations will certainly be helping researchers for embarking upon newer aspects design and development of various types of composites.

We are looking forward to seeing you.

Website: www.bhu.ac.in/seminar/october2009/ICRACM-2010-Limoges.pdf

Conference topics

The conference will broadly cover the following topics:

- Polymer matrix composites
- Ceramic matrix composites
- Carbon matrix composites
- Wood based composites
- Bio composites
- Eco composites
- Nano composites
- Processing
- Properties
- Fracture and damage mechanics
- Multi scale modelling
- Recycling
- Durability
- Repairability

Following the manuscript topics, the best papers will be submitted to Materials Science Engg.-A International Journal, Journal of European Ceramic Society or Journal of Wood Chemistry and Technology.

Chairpersons of ICRACM-2010

Prof. A. Pizzi (Chairman, ICRACM-2010)
Prof. F. Cambier (Chairman, ICRACM-2010)
Dr. F. Hugot (Co-chairman, European Office)
Prof. V.K. Srivastava (Co-Chairman, Asian Office)

International Advisory Board

Prof. N. Banthia
Prof. W. Krenkel
Prof. K. Maile
Prof. K. Schulte
Prof. V.K. Srivastava
Prof. L.M. Manocha

Canada
Germany
Germany
Germany
India
India



Prof. H. Kawada
 Prof. H. Haatta
 Dr. T. Ohji
 Prof. Y.G. Jung
 Prof. P.J. Hogg
 Prof. C. Soutis
 Prof. F.R. Jones
 Prof. P.W.R. Beaumont
 Dr. M. Singh
 Dr. A.K. Roy
 Prof. R.K. Barodia

Japan
 Japan
 Japan
 Korea
 UK
 UK
 UK
 UK
 UK
 USA
 USA
 USA

International Scientific Committee
 Prof. Y. Mai
 Prof. M. Dunky
 Prof. F. Cambier
 Dr. P. Constantinescu
 Dr. C. Pin Dai
 Prof. B. Riedl
 Prof. D.L. Jiang
 Prof. F. Teyssandier
 Prof. A. Leriche
 Dr. F. Valdivieso
 Dr. Y. Jorand
 Dr. P. Grossseau
 Dr. A. Bourmaud
 Prof. P. Greil
 Prof. E. Roos
 Prof. A. Reller
 Prof. J.G. Heinrich
 Prof. H. Thomen
 Prof. M. Barbu
 Prof. M.P. Laborie
 Prof. S.G. Dhande
 Prof. N.K. Gupta
 Prof. N.K. Naik
 Prof. R.K. Mittal
 Dr. B.N. Rao

Australia
 Autriche
 Belgique
 Belgique
 Canada
 Canada
 China
 France
 France
 France
 France
 France
 Germany
 Germany
 Germany
 Germany
 Germany
 India
 India
 India
 India
 India
 India

Prof. S. Hampshire
 Prof. J.M. Tulliani
 Prof. Y. Kogo
 Dr. J.P. Singh
 Prof. A. Kohyama
 Prof. Y. Miyamoto
 Dr. H.D. Kim
 Prof. M. Robinson
 Prof. R.D. Rawlings
 Prof. A. Siaini
 Prof. Ph. Humphrey
 Prof. L. Muszynski
 Prof. R. Asthana
 Prof. E. Case
 Dr. H.T. Lin
 Prof. Y.D.S. Rajapaka
 Prof. O.O. Ochoa
 Prof. S. Mall
 Dr. K.C. Goeretta
 Prof. K. Chandrasekhara
 Prof. M. Muntean
 Dr. O. Dumitrescu
 Prof. I. Cernica
 Prof. G. Kostorz
 Prof. F. Pichelin
 Prof. P. Niemz

Organized by:

Dr. F. Hugot
 Dr. J.P. Lecompte
 Dr. F. Rossignol
 Prof. C. Petit
 ENSIL Université de Limoges - France
 ENSIL Université de Limoges - France
 ENSCI Limoges - France
 UT Limousin Université de Limoges - France
 Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Limoges - France
 IUT du Limousin - France
 Université de Limoges - France
 SPCTS - CNRS - France
 Ecole Nationale Supérieure de Céramiques Industrielles - France



General informations

DATE AND VENUE

The conference will be held on December 13-15, 2009 and take place the Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Limoges - University de Limoges, Parc d'ESTER Technopole, 16 rue Atlantis, 87068 Limoges Cedex, France

ABSTRACT ELECTRONIC SUBMISSION: March 15, 2010

Abstract should be submitted by March 15, 2010.

Abstracts should be sent as attached document by e-mail to:
icracm2010@gmail.com

- Subject of your mail: A-icracm-name of the first author.
- Title of the attached document: A-name of the first author.

Send one e-mail per abstract. Only e-mail submissions will be acknowledged.

Abstracts in English not exceeding 300 words should be prepared using the following instructions on Microsoft word file (.doc):

- Abstract size: A4, margins 2.5 cm; Line spacing: Single; Font: Times New Roman (10 pts).
- Title of the paper: Center, Capitals, Bold, 10 pts, (1 line spacing)
- Name(s) of Author(s): (underline the author who will present the paper). Institution or Company, City, Country, (1 line spacing)
- Keywords: 6 maximum

Abstract should be written in one page, only plain text, no figures, no formulae and no references.

ABSTRACT RECEIPT INFORMATION

You will receive an email confirmation following the submission of your abstract. If you do not receive within two working days or have questions, please contact:
icracm2010@gmail.com

ABSTRACT ACCEPTANCE NOTIFICATION: MAY 1, 2010

The International Scientific Committee will evaluate the submitted abstracts and, on the basis of their contents, assign the papers, taking into account author's wishes as much as possible, to the oral or poster presentation.

You will receive an email abstract assessment by May 1, 2010 including further information about the full paper instructions.

FULL PAPER ELECTRONIC SUBMISSION: JUNE 1, 2010

Full paper should be submitted by June 1, 2010 as attached document by e-mail to:
icracm2010@gmail.com

- Subject of your mail: FP-icracm-name of the first author.
- Title of the attached document: FP-name of the first author.

Send one e-mail per abstract. Only e-mail submissions will be acknowledged.

FULL PAPER RECEIPT INFORMATION

You will receive an email confirmation following the submission of your full paper. If you do not receive within two working days or have questions, please contact: icracm2010@gmail.com

For a full paper to be eligible, its contributor's registration fee must be received in Limoges before June 1, 2010.

PAYMENT METHOD: JUNE 1, 2010

The conference fee, covering lunches, conference banquet and proceedings, are 250 Euros.

Payment for registration may be made by cheque:

Fond de Dotation Matériaux - ENSIL Parc d'ESTER Technopole
16 rue Atlantis, 87068 Limoges Cedex, France
Phone: +33 (0) 555 423 683, Fax: +33 (0) 555 423 680
E-mail: icracm2010@gmail.com

or by transfer to banking account:

Credit Agricole Centre Ouest, France - Fond de Dotation Matériaux
Banque Identification Code: AGRIFRPP895
International Banking Account Number: FR76 19506 00011 00 0731 95733 47





2011

IABSE-IASS

S Y M P O S I U M

The International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)
and the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS)

Taller, Longer, Lighter

London, September 20-23, 2011

Incorporating the 6th International Conference on Space
Structures traditionally held at Surrey University

**Preliminary Invitation and
Call for Papers**

A black and white photograph of the London skyline at night, featuring the Millennium Bridge, the London Eye, and the Palace of Westminster with Big Ben.



Introduction

The Olympics will be held in London in 2012. This was one reason why IABSE and IASS both decided to hold their 2011 Symposium in the UK, taking advantage of the opportunity to explore the exciting structures under construction for the Olympics. The decision was made to hold a joint event for the first time since 1994, and the Organisers are delighted that members of both associations and delegates from around the world will come together in September 2011 in London for what promises to be a truly unique occasion. The event also incorporates the 6th International Conference on Space Structures traditionally held at Surrey University.

The challenge to build taller structures or longer spans using lighter materials has been with us since civilisation began, but to do so using the Earth's resources in a sustainable way has added extra complexities to the engineer's task.

Olympic athletes constantly strive to run faster, jump higher or throw further, and the Symposium title of "Taller, Longer, Lighter" reflects the

similarly Olympian struggle faced by engineers. It also provides ample opportunity for authors to contribute interesting and stimulating papers to the Symposium, and acts as an umbrella for a series of sub-themes or topics of interest and relevance to delegates.

As an international venue, London is hard to beat. A vibrant and exciting place with many famous historical and contemporary landmarks, the city throbs with artistic and cultural activity, and provides the perfect backdrop for this unique event.

This invitation is extended to all those who wish to come to London in September 2011 to participate in what promises to be a memorable and significant Symposium. It is aimed at practicing engineers, architects, researchers, clients, constructors and all those involved in developing or studying the built environment.

For further information see subsequent announcements and www.iabse-iass-2011.com.

Theme and Topics

The Symposium title is "Taller, Longer, Lighter", with the added theme of "Meeting Growing Demand with Limited Resources" to reflect the sustainability challenge referred to in the introduction. This main theme is supplemented by the following topics:

- Concepts and planning
- Design and construction
- Analysis and methods
- Materials and durability
- Saving energy and extending life
- Operation and maintenance
- Instrumentation and monitoring

Papers will be allocated to one of the above topics.



Pre-registration

Visit the event web site to register your interest in the event.

Publication

The printed Symposium proceedings will contain the one-page abstracts of all papers accepted by the Scientific Committee. The full version will be included on a CD-rom enclosed with the proceedings.

Note that publication of the paper is conditional upon registration to attend the Symposium by the author.

Call for Papers

Participants wishing to present a paper should submit a one-page abstract in English using the template available on the Symposium homepage at www.iabse-iass-2011.com. The abstract must be submitted via the link on the web site. Hard copy, email or fax submissions will not be accepted. The subject must relate to the theme and topics or it will not be considered, and the specific topics addressed by the paper should be indicated.

Please note that the one-page abstracts will be printed and published in the Symposium proceedings, so the layout and format must follow the correct template. Illustrations may be included as long as the one page limit is not exceeded.

Abstracts must be received before 30th November 2010.

Note that authors of accepted papers will be expected to attend and be able to present their paper in good English at the Symposium.

Time Schedule

November 30, 2010

Deadline for submission of abstracts

February 14, 2011

Notification of provisional acceptance

April 15, 2011

Deadline for submission of full papers

June 15, 2011

Notification of paper acceptance

September 17-19, 2011

IABSE and IASS Annual Meetings

September 20-23, 2011

Symposium

Photo by Mandy Reynolds



Symposium Format

The Scientific Programme will include Plenary, Concurrent and Poster Sessions over four days. Keynote and invited speakers will address the Symposium generally in the plenary sessions, and thematic concurrent parallel sessions will be held for the presentation of papers selected by the Scientific Committee from those submitted. Poster sessions will be structured to encourage interaction with the authors.

A special session and exhibition will be held to celebrate the life and work of Heinz Isler, the genius of concrete shell structures. In addition there will be a special session devoted to the structures for the 2012 Olympics in London.

Symposium Venue

The Symposium will take place in the Queen Elizabeth II Conference Centre in Westminster. This venue is adjacent to Westminster Abbey and Parliament Square, and close to many historical sites and places of interest in central London.

Accommodation

A variety of hotel options will be identified for delegates, covering a range of prices, all centrally located near to the Symposium venue.

Language

The Symposium will be conducted in English, with no simultaneous translation. Authors invited to present their papers must be able to do so clearly in English, and be prepared to respond to questions in English during the discussion periods.

Students and Young Delegates

Delegates born in 1976 or later and Students enjoy reduced registration fees and other benefits. A special programme for young author will be arranged at the Symposium, and one or more awards will be given for the best paper presented by a young author.

Taller, Longer, Lighter



Scientific Committee

(For full list see event website)

Co-chair: Professor David Nethercot, UK (IABSE)

Co-chair: Professor Sergio Pellegrino, UK (IASS)

Organising Committee

(For full list see event website)

Co-chair: Ian Firth, UK (IABSE)

Co-chair: Brian Smith, UK (IASS)

Supported by the Royal Academy of Engineering, the Institution of Civil Engineers and the Institution of Structural Engineers.

International Advisory Panel

John Abel, USA (President, IASS)

David Billington, USA

Peter Buckland, Canada

Jacques Combault, France (President, IABSE)

Michael Dickson, UK

Mamoru Kawaguchi, Japan

Klaus Ostenfeld, Denmark

Jörg Schlaich, Germany

R. Sundaram, India

Michel Virlogeux, France





Photos by Peter Cook/VIEW

Exhibition

An exhibition of relevant products and services will be organised at the Symposium venue. Potential exhibitors should register their interest at www.iabse-iass-2011.com.

Sponsorship

A limited number of sponsorship packages that enable corporate partners to communicate and interact with key audiences through a variety of branding, editorial and thought leadership opportunities will go on sale in April 2010. These packages will offer benefits over a nine month period, culminating in the Symposium itself. Companies wishing to register interest should do so at www.iabse-iass-2011.com

Technical Visits

Technical visits to notable structures either built or under construction in London will be arranged and offered to all delegates, including accompanying persons. These visits are expected to include the new facilities under construction for the London 2012 Olympics, the Shard (which will be the tallest building in Europe) and other interesting structures.

Social Programme

A social programme will be organised for all participants and accompanying persons, including the Symposium Gala Dinner, Welcome Reception and other events.

Post Symposium Tours

Recommendations for post-Symposium tours to various famous destinations in the UK will be publicised and arrangements made if required.

Annual Meetings

The Annual Meetings of IABSE and IASS will take place immediately prior to the Symposium on 17th - 19th September 2011.

IABSE and IASS

The International Association for Bridge and Structural Engineering was founded in 1929, and the International Association for Shell and Spatial Structures was founded in 1959. Both associations have similar goals, namely to promote the exchange of knowledge and achieve technological progress through the interchange of ideas between all those involved or interested in their fields of activity. IABSE has a broad focus on bridges and structural engineering whereas IASS tends to concentrate on lightweight structural systems such as lattice, tension, membrane and shell structures. To this end, both associations organise conferences and symposia, publish journals and other reports, and also present awards to recognise outstanding achievements.

www.iabse.org
www.iass-structures.org

Further information www.iabse-iass-2011.com

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 10 exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article.

RESPONSABILITÉ & ENVIRONNEMENT

recherches débats actions

SOMMAIRE

MAÎTRISE DES RISQUES ET VIE EN SOCIÉTÉ

Editorial – *Bruno Sauvalle*

A. Actes du séminaire du 2 juin 2010 organisé par le groupe de réflexion « les puissances publiques : efficacité, contrôle et régulation »

Avant-propos – *Gustave Defrance et André-Claude Lacoste*

Groupe 1 : Une pédagogie nécessaire en matière de politique de prévention des risques – *Guillaume Appéré*

Groupe 2 : Le développement durable, de la concertation à la codécision – *Mathias Lelièvre*

Groupe 3 : Le rôle fondamental des ingénieurs de l'Etat dans une mise en œuvre réaliste du principe de précaution – *Frédéric Baudouin*

Groupe 4 : Les risques et leur régulation – *Benjamin Huteau*

Groupe 5 : La régulation des risques, un atout pour la compétitivité – *Sébastien Dessillons*

Groupe 6 : L'évaluation des risques par l'approche coût/bénéfice et l'éventuel devoir de dire « non » du fonctionnaire – *Grégoire Deyirmendjian*

Groupe 7 : L'ingénieur, le juge, l'élu local, le préfet – *Anne-Cécile Rigail*

Synthèse en assemblée plénière de la première demi-journée – *Bruno Bensasson*

Groupe 8 : Le devenir des instances décisionnaires et l'indispensable implication de la société civile – *Lydie Évrard*

Groupe 9 : La France est-elle réellement prête à faire face à une catastrophe majeure ? – *Claire Biot*

Groupe 10 : La compétence, fondement de la légitimité de l'expert et de la décision prise – *Sébastien Crombez*

Groupe 11 : La prévention des risques : un phénomène à rendements décroissants – *Pierre Perdiguier*

Groupe 12 : Ressources Humaines et expertise technique – *Fabien Schilz*

Groupe 13 : Evaluation, pédagogie et gestion du risque – *Christophe Michel*

Groupe 14 : Promouvoir les *risk manager* et une vision globale des risques plutôt que de se contenter d'en faire l'inventaire – *Thomas Pillot*

Synthèse en assemblée plénière de la seconde demi-journée – *Henri Legrand*

Conclusions en assemblée plénière du séminaire du 2 juin 2010 – *André-Claude Lacoste*

B. Hors dossier

La notoriété des ingénieurs des Mines mesurée par le Web – *Robert Mahé*

C. Énergie

Faits et chiffres en 2009 – *Bernard Nanot*

Ce dossier a été coordonné par Gustave Defrance et André-Claude Lacoste

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Responsabilité & Environnement octobre 2010 - numéro 60** (**ISBN 978-2-7472-1746-0**) au prix unitaire de 23 € TTC.

Je joins un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

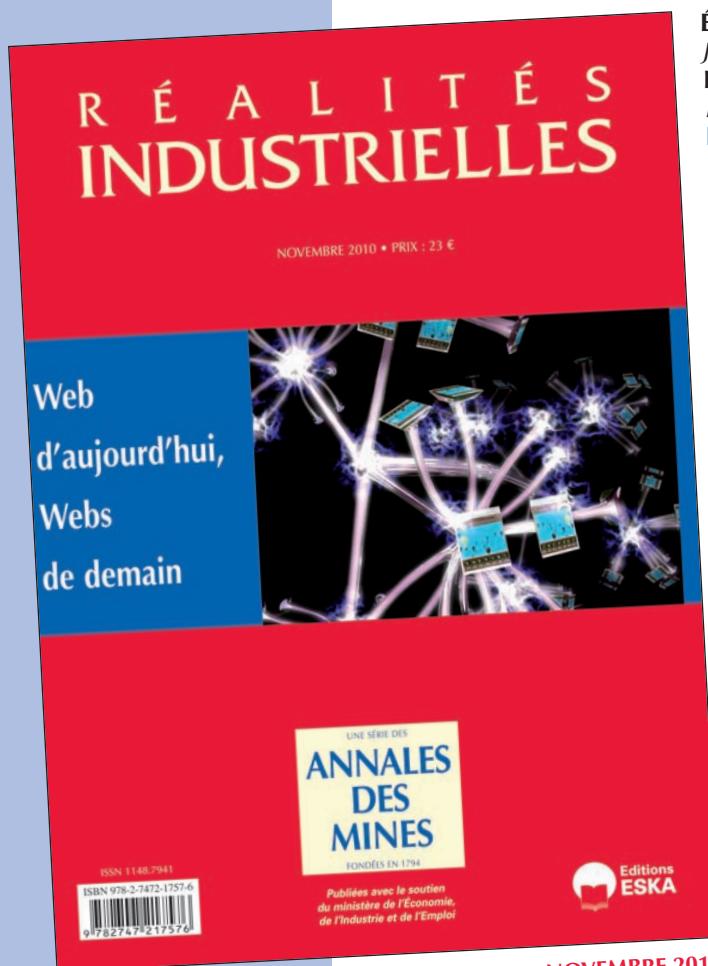
Adresse

Code postal Ville

RÉALITÉS INDUSTRIELLES

une série des Annales des Mines

SOMMAIRE WEB D'AUJOURD'HUI, WEBS DE DEMAIN



Editorial

Jean-Pierre Dardayrol

Les réseaux de communication du futur

François Bacelli

I – Quelques exemples de révolutions

Internet, les nouveaux langages de la relation client

Emmanuel Richard

La santé participative est pour demain

Robert Picard

La cyberguerre

Nicolas Arpagian

La cybercriminalité en mouvement

Eric Freyssinet

II – La reconstruction des relations économiques, juridiques et humaines

Révolution(s) numérique(s) des industries culturelles

Philippe Chantepie

Les nouveaux modèles économiques des sociétés de l'Internet

Cécile Roux

Internet, territoire du droit

Eric Barby

Petites boîtes et individualisme réseau

Antonio Casilli

Le Web 2.0 et la suite... ou le Web 2.0, moteur de la transformation de la société

Christophe Legrenzi

III – Territoire et Web, mise en abîme

La ville connectée

Jérôme Denis et David Pontille

Le Web, nouveau territoire et vieux concepts

Pierre Musso

IV – Internets et Webs de demain

Le Web sémantique

Alexandre Bertails, Ivan Herman et Sandro Hawke

L'Internet des objets : concept ou réalité ?

Mathieu Weill et Mohsen Souissi

Internet et les systèmes d'information (SI) de l'entreprise

François Bourdoncle

Ce numéro est coordonné par Jean-Pierre Dardayrol

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

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

<http://www.eska.fr>

Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Réalités Industrielles novembre 2010 « Web d'aujourd'hui, webs de demain » (ISBN 978-2-7472-1757-6)** au prix unitaire de 23 € TTC.
Je joins un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville