

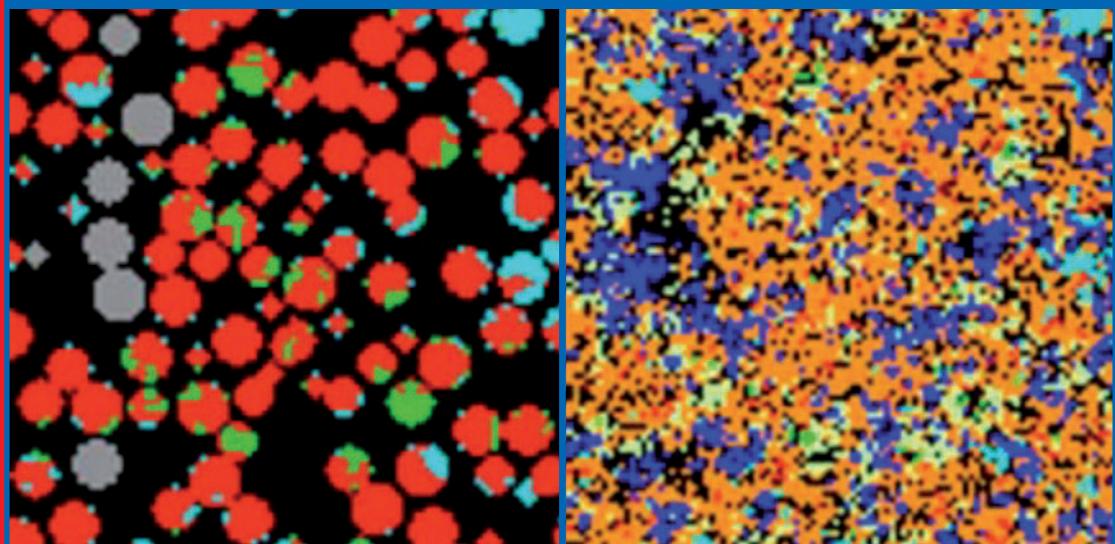
ANNALES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

DÉCEMBRE 2009 – N° 6

PRIX : 27,44 €

RENCONTRES AUGC 2009 RENNES – SAINT-MALO (1^{RE} PARTIE)

**MODÉLISATION DE LA PERMÉABILITÉ EN FONCTION DE LA MICRO-
STRUCTURE D'UN MATERIAU CIMENTAIRE**



**EFFONDREMENT DES TOURS DU WTC : BILAN DES ÉTUDES
SCIENTIFIQUES**

**INFLUENCE DE LA FORMULATION DU BÉTON LORS DE SA MISE EN PLACE
DANS LES COFFRAGES**

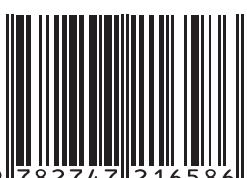
**EFFETS D'UN AGENT RÉDUCTEUR DE RETRAIT SUR LA MICROSTRUCTURE
ET LES DÉFORMATIONS LIBRES DES BÉTONS**

**MODÉLISATION NON LINÉAIRE D'ASSEMBLAGES
BOIS-MÉTAL SOLlicités EN FLEXION**

**COMMENT UNE POUTRE PEUT-ELLE
CASSEr ?**

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002T77866

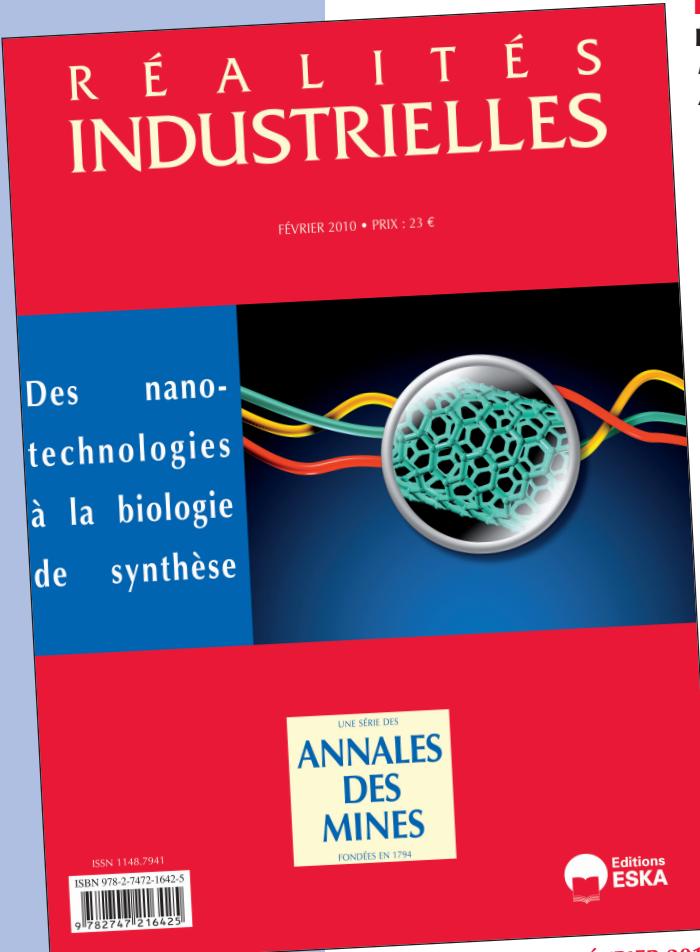
ISBN 978-2-7472-1658-6



9 782747 216586

RÉALITÉS INDUSTRIELLES

une série des Annales des Mines



DES NANOTECHNOLOGIES À LA BIOLOGIE DE SYNTHÈSE

Éditorial

Pierre Couveinhes

Avant-propos : vers l'innovation responsable

Dr. Françoise Roure

I. Biologie de synthèse et électronique du futur : des ruptures technologiques en perspective

La biologie de synthèse : développements, potentialités et défis

Professeur François Képès

Biologie de synthèse : une structuration rapide du paysage technologique, scientifique et institutionnel international qui requiert un investissement public à la hauteur des enjeux

Dr. Françoise Roure

Les apports des nanotechnologies à l'électronique du futur

Michel Brillouët

II. Des applications industrielles innovantes

L'apport des nanotechnologies à l'innovation ouverte et responsable d'un groupe industriel

François Monnet

Les nanoparticules thérapeutiques : une voie novatrice pour la radiothérapie appliquée à la cancérologie

Elsa Borghi, Patricia Saïd, Agnès Pottier et Laurent Lévy

III. Le rôle central de la métrologie et de la normalisation

La terminologie des nanotechnologies au cœur des processus normatifs

Daniel Bernard

La métrologie, outil du management de la qualité totale dans les industries des nanotechnologies

Jean-Marc Aublant

La maîtrise du risque « nano », enjeu majeur pour l'industrie européenne. Une approche d'entrepreneurs

Patrick Chéenne

IV. De l'éthique à l'étiquetage : l'offre de nano-produits à l'épreuve des exigences sociétales

De la transparence dans l'innovation

Bernadette Bensaude-Vincent

Questions éthiques soulevées par les nanotechnologies

Professeur Göran Hermerén

Ce numéro a été coordonné par Françoise Roure

BULLETIN DE COMMANDE

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

Tél. : 01 42 86 55 73 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Réalités Industrielles février 2010 « Des nanotechnologies à la biologie de synthèse » (ISBN 978-2-7472-1642-5)** 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

sommaire



ISSN : 1270-9840

SÉRIE BIMESTRIELLE N° 6/2009

(anciennement : *Annales de l'I.T.B.T.P.*,

Revue créée en 1948)

DÉCEMBRE 2009

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 (LCPC), 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 Camelinat - 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

RENCONTRES AUGC 2009 Rennes – Saint-Malo (1^{re} partie)

Éditorial	3
-----------------	---

matériaux

Modélisation de la perméabilité en fonction de la microstructure d'un matériau cimentaire – F. GENDRON, P. TURCRY, J. LUX, A. HAMAMI, A. AÏT-MOKHTAR	8
--	---

Influence de la formulation du béton lors de sa mise en place dans les coffrages – S. BOUHAROUN, C. DJELAL, Y. VANHOVE, I. DUBOIS	15
---	----

Effets d'un agent réducteur de retrait sur la microstructure et les déformations libres des bétons – J. SALIBA, E. ROZIÈRE, F. GRONDIN, A. LOUKILI	20
--	----

structures

Effondrement des tours du WTC : Bilan des études scientifiques – J. QUIRANT	27
---	----

Modélisation non linéaire d'assemblages bois-métal sollicités en flexion – B. XU, A. BOUCHAÏR, M. TAAZOUNT	36
--	----

Comment une poutre peut-elle casser ? – N. CHALLAMEL, C. LANOS, C. CASANDJIAN	42
---	----

résumés — abstracts	5
----------------------------------	---

recommandations aux auteurs	48
--	----

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

* 6/2009

LISTE DES ANNONCEURS

ÉDITIONS ESKA : 2^e - 3^e - 4^e de couv - pages 4 et 47

éditorial

Du 3 au 5 juin 2009, la communauté universitaire s'est réunie en face des remparts de Saint-Malo à l'occasion des Rencontres Annuelles de l'AUGC. Chaque année, ces trois jours partagés permettent de faire le point sur les recherches les plus récentes en Génie Civil, de discuter au sein d'ateliers spécifiques de sujets plus pointus et, fil rouge bien établi de la manifestation, de suivre le déroulement du Prix René Houpert.

Ce prix récompense depuis de nombreuses années les meilleurs travaux de thèse en Génie Civil. Les exposés des futurs ou récents docteurs illustrent la richesse et la diversité de nos activités de recherche.

Ils couvrent les multiples champs de la construction, de la géotechnique au confort intérieur, et font appel à toute la panoplie des outils :

Expérimentation et investigations fines, modélisation analytique et numérique. Ils révèlent aussi combien nos recherches sont pluridisciplinaires, faisant appel à la chimie, à la géophysique, à l'urbanisme... et parfois même aux sciences humaines... Enfin, ils montrent combien les sujets traités ont évolué au fil des années pour être toujours plus en prise avec les exigences sociétales, qu'il s'agisse d'économie, de maîtrise des risques ou de préoccupations environnementales.

Bien entendu, les exposés des enseignants-chercheurs, dont quelques-uns ont servi de base aux articles de ce même numéro, répondent à la même logique.

Je trahirai mon devoir de réserve en prenant un exemple, celui de l'article rédigé par notre collègue montpelliérain Jérôme Quirant.

C'est pour tâcher d'apporter une réponse censée aux rumeurs, délires et explications fantaisistes circulant sur « la toile » que ce spécialiste des structures a consacré une large part de son temps à l'analyse de l'effondrement des tours du World Trade Center. Des milliers de pages de rapports techniques, fondés sur nombre d'analyses expérimentales et théoriques, ont été rédigées sur ce sujet. Il s'efforce ici d'en faire la synthèse. A défaut de clore le bec aux théories délirantes, cet article montre comment des connaissances académiques en matière de matériaux, de comportement des ouvrages au feu, de calcul des structures... peuvent être mobilisées pour mieux comprendre l'effondrement de ces tours. L'utilisation d'une telle démarche dans le cadre de l'enseignement pour les ingénieurs et techniciens ouvre un vaste champ qui reste à explorer, en France tout du moins.

Denys BREYSSE, Président de l'AUGC

Note du rédacteur en chef

Comme le rappelle Denys Breysse, ce numéro est exclusivement consacré aux rencontres 2009 de l'AUGC. Depuis cinq ans, les Annales reprennent dans un numéro de fin d'année une sélection de présentations faites à l'occasion de ces rencontres annuelles. Mais cette année, le partenariat établi entre la revue et l'association a permis une sélection de grande qualité sur des thèmes très variés. Cela devrait encore s'améliorer dans le futur. Sur ce point vous trouverez à la fin de ce numéro l'annonce des prochaines rencontres 2010 qui se tiendront à La Bourboule.

Le président a rappelé l'aura du prix jeunes chercheurs « René Houpert » dans la communauté. Vous trouverez dans ce numéro l'article de Marianne Perrin, l'une des lauréates. Deux autres lauréats, Guillaume Derombise et Sylvain Chataigner ont déjà pu présenter leurs travaux dans les Annales à l'occasion des numéros de fin 2008 et début 2009 consacrés à ORGAGEC'08.

Par ailleurs, information de grande importance de la part de l'AFGC : **Les débats de l'AFGC**.

Le CST de l'AFGC souhaite relancer les conférences de l'après-midi en s'inspirant des conférences de l'ITBTP.

Péridicité : Les conférences auraient lieu tous les 2 mois (mois impair : Mars pour commencer) à un jour fixe de 16h00 à 19h00, dans Paris.

Thèmes : L'idée de ces rencontres serait de favoriser des échanges scientifiques très libres : il n'y aurait donc pas de thèmes imposés mais un appel à idées. Tous les sujets intéressant la communauté technique pourraient être présentés ; le CST veillera toutefois à éliminer les sujets publicitaires ou développant des intérêts commerciaux.

Procédures : L'AFGC fait un appel à idées et demande un résumé de 10 lignes présentant le sujet ; les résumés sont à adresser au secrétariat (afgc@enpc.fr ou jocelyne.jacob@wanadoo.fr) et seront ensuite transmis au CST pour validation.

Le CST retiendra 4 ou 5 sujets pour chaque rencontre. Chaque auteur aura entre 10 et 20 minutes pour exposer son sujet et une discussion de 15 minutes suivra ; en effet ces rencontres doivent être un lieu d'échanges donc le temps de discussion après chaque exposé est important.

Le programme retenu sera diffusé à tous les membres une quinzaine de jours avant la date.

Si l'auteur le souhaite, une publication écrite pourra ensuite figurer dans le bulletin annuel de l'AFGC (Rubrique « Tribune libre ») et l'AFGC est en discussion avec les Annales pour diffuser des publications plus conséquentes.

François BUYLE-BODIN, Rédacteur en chef

GÉRER & COMPRENDRE

SOMMAIRE

- LA GUERRE DES TEMPS
Par Jean-Emmanuel RAY
- L'ÉGYPTE ET LES EXPERTS
Par Michel CALLON
- LE PARADOXE DU RETARD DE L'INDUSTRIE SPATIALE DANS SES FORMES ORGANISATIONNELLES ET DANS L'USAGE DES TIC
Par Victor DOS SANTOS PAULINO
- VEOLIA ENVIRONNEMENT : un modèle de changement organisationnel hybride
Par Christophe PLOUVIER
- Michel VILLETTÉ
DES DIFFICULTÉS DE LA RÉFÉRENCE À LA PRATIQUE
À propos du livre *Managements de l'extrême* de Michel BERRY, Paris, Autrement, 2006
- Jean-Michel SAUSSOIS
FOUCAULT ET LA GESTION : QUEL RAPPORT ?
À propos du livre *Gouvernement, organisation et gestion : l'héritage de Michel Foucault*, sous la direction d'Armand HATCHUEL, Eric PEZET, Ken STACKLEY et Olivier LENAY, Québec, Presses de l'Université Laval, 2005
- Alain HENRY
MYTHOLOGIE DES « MODERNES »
À propos du livre *L'étrangeté française* de Philippe D'IRIBARNE, Paris, Seuil 2006
- Marie-Anne DUJARIER
LA PSYCHOLOGIE AU CHEVET DU TRAVAIL
À propos du livre *Cliniques du travail* de Dominique LHUILIER, Toulouse, Éditions Ères, collection Clinique du travail, 2006
- LA DOUBLE « JOINT-ADVENTURE » DE PME FRANÇAISES EN CHINE : UNE ÉTUDE DE CAS (1994-2004)
Par Michèle DUPRÉ et Étienne de BANVILLE
- LA RÉFORME DE LA RECHERCHE PUBLIQUE AU JAPON : UNE RÉNOVATION EN COURS
Par Hiroatsu NOHARA

BULLETIN DE COMMANDE

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

Tél. : 01 42 86 55 73 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Gérer & Comprendre décembre 2006 - numéro 86 (ISBN 2-7472-1163-0)** au prix unitaire de 23 € TTC.

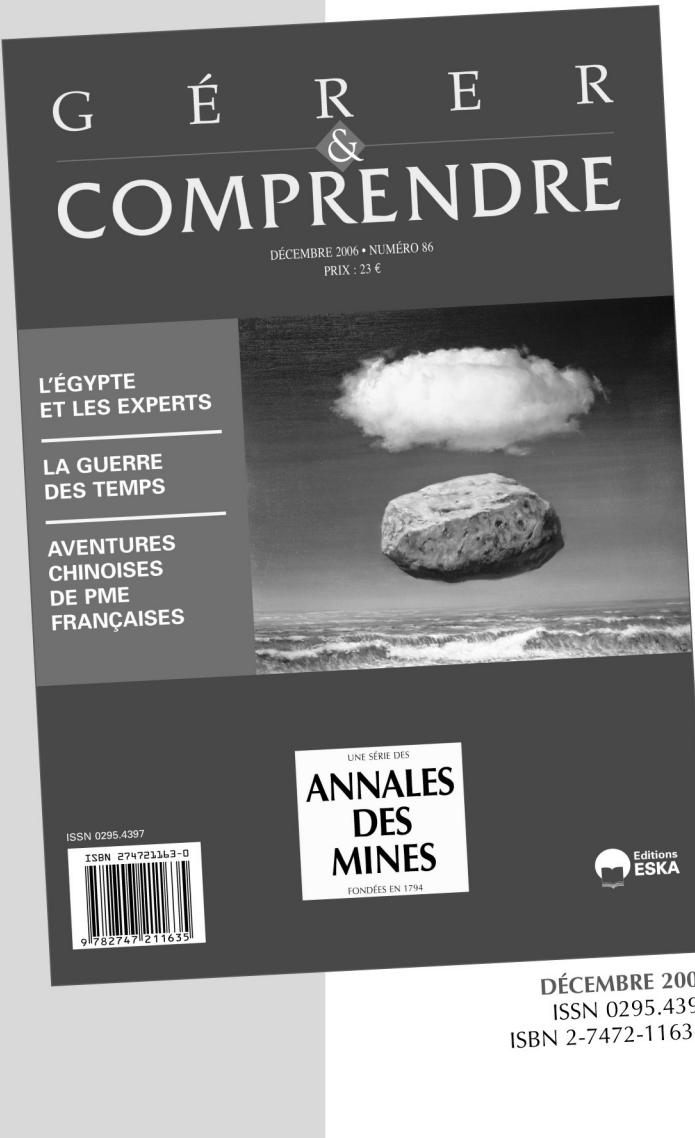
Je joins un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

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

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville



résumés — abstracts

MODÉLISATION DE LA PERMÉABILITÉ EN FONCTION DE LA MICROSTRUCTURE D'UN MATÉRIAUX CIMENTAIRE

Fabien GENDRON, Philippe TURCRY, Jérôme LUX, Ameur HAMAMI, Abdelkarim AÏT-MOKHTAR

La perméabilité est un des indicateurs de la durabilité des bétons et sa prédiction est conditionnée par le choix d'une description de la microstructure à partir d'un modèle et/ou de paramètres structuraux pertinents. Dans le présent article, l'influence de deux modèles de microstructure sur les valeurs de la perméabilité de pâtes de ciment de différents rapports E/C est étudiée et les résultats sont comparés à des données expérimentales. Le premier modèle s'appuie sur une approche numérique de génération d'un matériau cimentaire à partir de son hydratation en utilisant le logiciel CemHyd3D du NIST, permettant d'accéder à la structure discrétisée de la pâte de ciment. La perméabilité est calculée par résolution numérique directe des équations de Stokes dans un volume représentatif. Dans un second modèle, la porosité et la distribution de taille des rayons d'accès obtenues par porosimétrie au mercure sont exploitées afin de modéliser la structure sous forme d'un réseau de capillaires interconnectés. L'application de la conservation de la masse en chaque nœud du réseau permet ensuite de calculer le débit au travers du réseau et d'en déduire une perméabilité équivalente. Bien que du même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales de perméabilité au gaz, les résultats montrent clairement les limitations des deux approches choisies et pose la question fondamentale de la capacité des modèles à tenir compte correctement de la géométrie de la microstructure des matériaux cimentaires et, en particulier, de l'aspect multi-échelles de leur porosité réelle.

MODELLING OF THE PERMEABILITY ACCORDING TO THE MICROSTRUCTURE OF CEMENTITIOUS MATERIAL

The permeability is one of the durability indicators of concrete. The prediction of the permeability depends on the choice of the porous medium description from a model and/or relevant structural parameters. In the present article, the influence of two microstructure models on the permeability values of cement pastes with various W/C is studied and the results are compared with experimental data. In the first chosen model, the permeability is calculated by direct numerical resolution of the Stokes equations in a representative volume created with CemHyd3D software of the NIST. In a second model, the permeability is calculated with the pore size distribution obtained by mercury intrusion. Although being in the same order of magnitude as the experimental gas permeability, the results highlight the limitations of both chosen approaches and ask the fundamental question of the models capacity to take into account correctly the geometry of cementitious materials microstructure and, in particular, the multi-scales aspect of their real porosity.

INFLUENCE DE LA FORMULATION DU BÉTON LORS DE SA MISE EN PLACE DANS LES COFFRAGES

S. BOUHAROUN, C. DJELAL-DANTEC, Y. VANHOVE, I. DUBOIS

Le béton frais est caractérisé par son ouvrabilité. Cette propriété particulière, constitue un atout majeur du matériau en terme de mise en œuvre. Une bonne ouvrabilité du béton diminue les risques de malfaçon et améliore la qualité finale de l'ouvrage. L'ouvrabilité d'un béton est fortement liée au volume de pâte de celui-ci. La pâte est un élément unique et actif du béton enrobant les granulats et remplissant les vides existant dans le squelette granulaire. La pâte joue le rôle de lubrifiant. Cependant le mouvement des granulats est limité par les forces de frottement intergranulaire et par les forces de frottement béton/paroi des coffrages ou des tuyaux lors des pompes. L'objectif de cette étude est de comprendre l'influence de la formulation du béton sur les mécanismes intervenant à l'interface béton/coffrage, au cours de sa mise en œuvre dans les coffrages. Des essais de frottement ont été effectués à l'aide d'un tribomètre plan/plan. Quatre bétons ordinaires avec un volume de pâte de 28 %, 30 %, 32 %, 34%, deux bétons avec adjuvant et un béton autoplâtant ont été étudiés. L'analyse des résultats montre que l'augmentation de la contrainte de frottement à l'interface béton/coffrage, dépend du volume de pâte et de la quantité de superplastifiant présent dans le béton. Des hypothèses sont proposées pour expliquer les différents mécanismes se déroulant à l'interface béton/coffrage.

INFLUENCE OF CONCRETE FORMULATION DURING ITS CASTING PROCESS IN THE FORMWORK

The fresh concrete is characterized by its workability. This particular property is a major advantage of the material in terms of implementation. Good workability of concrete reduces the risk of defect and improves the final quality of the construction. Concrete workability is strongly linked to the paste volume. The paste is a unique and active concrete element distributed around aggregates and filling voids in the granular skeleton. The paste acts as a lubricant. However the movement of aggregates is limited by forces of intergranular friction and by friction forces between the concrete and the formwork wall or in pipes during pumping. The objective of this study is to understand the influence of the formulation of concrete on the mechanisms involved at the concrete/formwork interface during its implementation in the formwork. Friction tests were carried out using a tribometer plan/plan. Four ordinary concretes with a different volume of paste 28%, 30%, 32%, 34%, two concretes with admixtures and self-compacting concrete have been studied. The analysis results show that the increasing of the frictional stress at the concrete/formwork interface depends on the volume of paste and the quantity of superplasticizer in the concrete. Hypotheses are proposed to explain mechanisms occurring at the concrete/formwork interface.

EFFETS D'UN AGENT RÉDUCTEUR DE RETRAIT SUR LA MICROSTRUCTURE ET LES DÉFORMATIONS LIBRES DES BÉTONS

Jacqueline SALIBA, Emmanuel ROZIÈRE,
Frédéric GRONDIN, Ahmed LOUKILI

Les ouvrages du génie civil sont victimes dès le jeune âge du béton de l'apparition de microfissures dues aux phénomènes de retrait de la pâte de ciment. L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet d'un agent réducteur de retrait, sous forme d'adjuvant, sur les déformations libres du béton. Ainsi trois axes ont été suivis : le retrait plastique, le retrait du béton durci, ainsi que l'analyse des propriétés mécaniques. Les essais ont été réalisés sur deux formulations ayant deux rapports eau sur ciment (E/C) différents : 0,65 et 0,43. L'effet de l'adjuvant a été étudié en l'ajoutant au béton à hauteur de 1 % en masse du liant tout en conservant les autres paramètres de composition constants. L'amplitude du retrait de dessiccation est diminuée de 57 % après 7 jours de durcissement pour le béton ayant un E/C=0,65 et 31 % pour le béton avec E/C=0,43 à la même échéance. A l'âge de trois mois, cette différence diminue à 33 % et 25 % pour les deux bétons respectivement. En effet, une légère augmentation de la porosité totale du béton a été mesurée, ainsi qu'une diminution du pourcentage de pores les plus larges de diamètre compris entre 0,3 et 1 μ m. Ces pores étant les premiers exposés à la dessiccation, cette modification du réseau poreux peut expliquer la diminution du retrait du béton durci.

INFLUENCE OF SHRINKAGE-REDUCING ADMIXTURE ON MICROSTRUCTURE AND FREE SHRINKAGE OF CONCRETE

The use of shrinkage reducing admixture (SRA) has been suggested to improve concrete performance in terms of lower risk of cracking related to drying shrinkage. In this paper, the influence of SRA on plastic shrinkage, long term shrinkage, mechanical characteristics as well as concrete pore structure were investigated. Samples of concrete were prepared with two water-binder ratios (w/b) to design ordinary and high strength concrete. The effect of the shrinkage-reducing admixture was studied by adding 1% to the total mass of binder, while keeping the other parameters constant. The results indicate that SRA reduced plastic shrinkage, and reduce the 7 day drying shrinkage for w/c=0.65 and w/c=0.43 concrete mixtures by up to 56% to 31% respectively and the 70 day drying shrinkage by up to 33% to 25% when the specimens were cured at relative humidity of 50%. In fact, the SRA modified the pore structure increasing the total porosity and eliminating the percentage of larger pores with diameters ranging from 0.3 to 1 μ m. When concerned with drying of concrete, the larger pores are the first ones to lose their internal water and consequently change the RH levels which can explain the reduction in drying shrinkage that occurs when SRA are used in concrete.

EFFONDREMENT DES TOURS DU WTC : BILAN DES ÉTUDES SCIENTIFIQUES

Jérôme QUIRANT

L'effondrement des tours du World Trade Center le 11 septembre 2001 a été, comme la rupture du pont de Tacoma en 1940, une image qui a marqué les esprits du public et des ingénieurs. De nombreuses études ont été menées pour expliquer les raisons et le processus d'effondrement. Le but de cet article est de présenter les conclusions qui ont été apportées par les scientifiques de divers horizons : d'abord celles ayant été expertisées par la communauté du génie civil dans des revues spécialisées à comité

de lecture, ensuite celles sujettes à caution qui sont diffusées sur internet sans contrôle.

PROGRESSIVE COLLAPSE OF THE WTC TOWERS: REVIEW OF SCIENTIFIC STUDIES

As the collapse of Tacoma Bridge in 1940, the collapse of the World Trade Center towers on September 11th, 2001 was an event that impressed the public and engineers' consciousness. Many studies were led to explain reasons and process of the collapse. The aim of this paper is to present conclusions which were given by different scientists: first those presented by the community of civil engineering through peer-reviewed papers, and then those unreliable which are broadcast on Internet without valuation.

MODÉLISATION NON LINÉAIRE D'ASSEMBLAGES BOIS-MÉTAL SOLICITÉS EN FLEXION

Bohan XU, Abdelhamid BOUCHAÏR,
Mustapha TAAZOUNT

Ce travail présente les résultats numériques et expérimentaux d'assemblages bois-métal sollicités en flexion. Le modèle éléments finis 3D est développé en se basant sur différentes hypothèses telles qu'une loi non linéaire élasto-plastique pour l'acier, des lois de contact et de frottement entre les broches métalliques et le bois et une loi élastique parfaitement plastique (critère de Hill) associée à un critère dissymétrique (Hoffman) pour représenter le caractère fragile du bois. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques montre que la modélisation proposée donne de bons résultats. Un modèle analytique est appliqué. Il s'inspire de l'Eurocode 5 en s'appuyant sur la Théorie de l'Analyse Limite Plastique et l'hypothèse du centre de rotation de l'assemblage confondu avec son centre géométrique. Les résultats analytiques ainsi obtenus sont confronté à ceux du modèle numérique.

NON LINEAR MODEL FOR STEEL-TO-TIMBER JOINTS IN BENDING

This study presents the experimental and numerical results of steel-to-timber joints with in bending. A three-dimensional finite elements model is developed considering the following hypothesis: a non linear elasto-plastic material law for steel, the contact with friction between steel dowels and timber and a perfectly elasto-plastic law (Hill criterion) combined with a dissymmetrical criterion (Hoffman) to represent the brittle character of timber. The comparison between the experimental and the numerical results shows that the modeling gives good -results. According to theory of plastic limit analysis and the assumption of the centre of rotation of the joint in the geometrical center, the analytical model proposed by EC5 is introduced and its results are compared to those of the numerical model.

COMMENT UNE POUTRE PEUT-ELLE CASSER ?

Noël CHALLAMEL, Christophe LANOS,
Charles CASANDJIAN

Cet article s'intéresse au mode de ruine des structures radoucissantes, englobant en particulier la ruine d'une poutre console en béton armé. Un modèle de plasticité non-locale est développé afin de contrôler le processus de localisation induit par les phénomènes de microfissuration. Il est montré que le problème régularisé est bien posé. Des solutions analytiques de la déformée de la poutre sont proposées. La longueur de la zone plastique croît durant le processus de radoucissement, jusqu'à

une valeur asymptotique qui dépend de la longueur caractéristique du matériau (ou de la poutre). D'autres systèmes structurels sont étudiés, incluant la poutre sur deux appuis. Il est conclu que le mode de ruine est intrinsèquement un phénomène non-local qui s'accompagne d'effets d'échelle.

CLASSICAL REINFORCED CONCRETE BEAM COLLAPSE STUDY

This paper questions the mode of collapse of some simple softening structural systems, comprising the classical reinforced

concrete cantilever beam. A non-local plasticity model is developed in order to control the localization process induced by microcracking phenomena. An implicit gradient plasticity model is used in this paper. It is shown that the regularized problem is well-posed. Closed-form solutions of the elastoplastic deflection are finally derived. The length of the plastic zone grows during the softening process until an asymptotic limited value, which depends on the characteristic length of the material. Other structural cases are also presented, including the simply supported beam. It is concluded that the mode of collapse is firmly a non-local phenomenon strongly related to scale effects.

MODÉLISATION DE LA PERMÉABILITÉ EN FONCTION DE LA MICROSTRUCTURE D'UN MATÉRIAUX CIMENTAIRE

Fabien GENDRON*, Philippe TURCRY*, Jérôme LUX*,
Ameur HAMAMI*, Abdelkarim AÏT-MOKHTAR*

*Université de La Rochelle, LEPTIAB

1. INTRODUCTION

Tout comme les performances mécaniques des matériaux entrant dans la constitution d'une structure, la durabilité devient progressivement un des critères de dimensionnement de la structure. Ainsi, la formulation d'un béton donné doit intégrer, en plus de ses performances mécaniques et de mise en œuvre classiques, des critères de performances donnés dans la norme EN-206 en termes de classes d'exposition. Par ailleurs, la communauté des chercheurs et des professionnels du domaine a établi depuis une dizaine d'année des guides d'essais sur des paramètres de durabilité (AFGC, 1997) (Grandubé, 2007). C'est ainsi que la perméabilité du béton est définie au cours des travaux cités comme un des indicateurs de sa durabilité. Si l'on considère alors le transport d'agents agressifs, ce paramètre semble être plus fin que la porosité par exemple (Baroghel-Bouny, 2004). La pénétration d'éléments agressifs au sein du béton dépend de fait de sa structure porale. La mise au point de bétons peu perméables, a priori à durabilité élevée, passe donc par la compréhension et la modélisation de la relation entre microstructure et perméabilité.

A l'échelle macroscopique, l'écoulement d'un fluide dans un milieu cimentaire saturé peut généralement être décrit par la loi de Darcy. La perméabilité est alors définie formellement comme une propriété intrinsèque du matériau,

ne dépendant que des propriétés structurales de ce dernier (Whitaker, 1999).

La modélisation de la perméabilité des matériaux cimentaires est néanmoins une entreprise délicate, car leur microstructure est complexe et multi-échelle. Par conséquent, la perméabilité est souvent calculée à partir d'un nombre limité de paramètres structuraux identifiables expérimentalement, comme la porosité, ou la distribution des rayons d'accès des pores obtenue par porosimétrie au mercure. Des modèles de structures simplifiées renseignés par ces mesures, par exemple des réseaux de tubes cylindriques, peuvent également être utilisés pour des calculs prédictifs (Amiri *et al.*, 2005). Une autre approche consiste à générer une structure plus réaliste en simulant le processus d'hydratation de la pâte de ciment (Bentz *et al.* 1994, Navi *et al.*, 1996, Van Breugel, 1991). La perméabilité de cette microstructure virtuelle peut être ensuite obtenue par calcul (Bentz, 2008, Pignat *et al.* 2005, Van Breugel *et al.*, 2006). Une dernière approche utilise les moyens d'imagerie pour accéder à la structure réelle du matériau. Les développements récents de la tomographie aux rayons X permettent par exemple d'obtenir des images tridimensionnelles de la répartition des phases d'un matériau (Koster *et al.*, 2006, Burlion *et al.*, 2006). Cela étant, la tomographie est encore limitée à des résolutions de l'ordre du micron et ne permet donc pas de couvrir les petites échelles de porosité rencontrées dans les matériaux cimentaires.

Dans cet article, nous nous proposons d'étudier les capacités prédictives de la perméabilité de deux approches de modélisation de la microstructure d'une pâte de ciment. La première est basée sur le modèle d'hydratation développé par le NIST (Bentz et al. 1994), la seconde sur la génération de réseaux de capillaires équivalents. Une campagne de caractérisation expérimentale de trois pâtes de ciment de rapports E/C différents est présentée dans une première partie. L'objectif de cette campagne est d'identifier les paramètres d'entrée des modèles utilisés et de disposer de valeurs de perméabilité expérimentales de référence. Les méthodes numériques de calcul de perméabilité, associées à chacun des deux modèles de microstructure, sont ensuite explicitées. La comparaison entre les perméabilités expérimentales et calculées numériquement nous permet finalement de discuter de la pertinence des modèles structuraux et de leurs limitations respectives.

2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Le ciment utilisé est un CEM-I 52,2 de l'usine Vicat de Montalieu. Ce ciment a été choisi parce qu'il fait partie de la base de données de l'application CemHyd3D du NIST. Trois pâtes de ciment ont été testées, de rapports E/C égaux à 0,33, 0,42 et 0,5. 24 heures après fabrication, les pâtes ont été démoulées pour être conservées dans l'eau jusqu'aux essais.

2.1. Degré d'hydratation

L'évolution dans le temps du degré d'hydratation maturité des pâtes a été déterminée par analyse thermogravimétrique (ATG) réalisée sur des échantillons de pâtes broyées de masse de l'ordre de 50mg. Le degré d'hydratation est défini ici comme la quantité d'eau liée à l'instant de mesure, déduite des essais d'ATG, rapportée à la quantité d'eau liée pour une hydratation complète, calculée à partir des formules de Bogue et de la composition chimique du ciment. Les courbes d'hydratation des trois matériaux sont présentées sur la Figure 1. On note que le rapport E/C a peu d'influence sur le degré d'hydratation sur la période étudiée.

2.2. Porosité

La porosité est le paramètre structural le plus simple à mesurer et dont dépend fortement la perméabilité des matériaux cimentaires. Le tableau 1 synthétise les résultats obtenus après 3 mois de conservation sous eau, par porosimétrie à l'eau, en suivant la procédure AFREM (AFGC-AFREM, 1997) et par porosimétrie au mercure. Comme attendu, la porosité augmente avec le rapport E/C.

2.3. Perméabilité au gaz

Après conservation pendant 3 mois dans l'eau, la perméabilité des pâtes a été mesurée à l'aide d'un perméamètre à air. Les échantillons testés ont été séchés au préalable dans une étuve ventilée à la température de 80°C jusqu'à stabi-

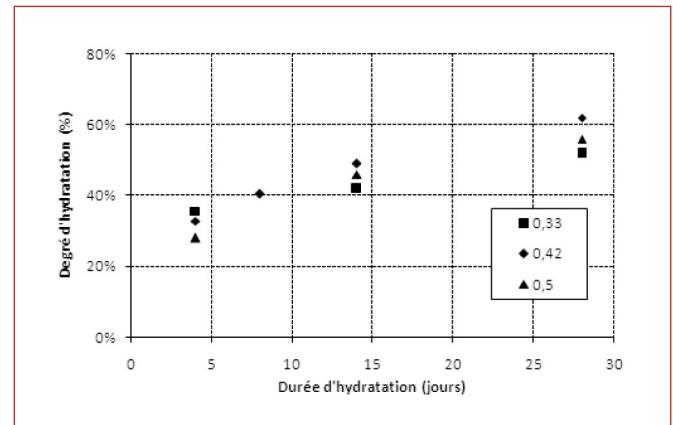


Figure 1. Evolution du degré d'hydratation en fonction du temps.

Rapport E/C	Porosité	
	mesurée à l'eau	mesurée au mercure
0,33	25%	20%
0,42	32%	26%
0,50	39%	32%

Tableau 1. Porosité des pâtes de ciment à l'âge de 3 mois.

lisation de leur masse. Ce préconditionnement a été préféré à un séchage à 105°C, permettant certes d'obtenir une teneur en eau quasi-nulle mais risquant d'endommager la microstructure du matériau.

La mesure de la perméabilité est réalisée en régime instationnaire. Cette méthode consiste à imposer une pression constante, supérieure à 100 kPa, en amont d'un échantillon cylindrique et à mesurer l'évolution de la pression dans une chambre en aval, dans laquelle un « vide » primaire aura été créé au préalable. L'écoulement du gaz s'effectue dans une seule direction grâce à une étanchéité radiale assurée par une résine adaptée. Au cours de l'essai, la pression en aval évolue linéairement avec le temps, parce que le gradient de pression est très élevé. La pente de cette droite est utilisée comme donnée pour calculer la perméabilité K du matériau, par application de la loi de Darcy et en supposant le gaz parfait. La perméabilité ainsi calculée n'est qu'une perméabilité apparente, car la perméabilité au gaz d'un matériau poreux dépend de la différence de pression moyenne entre amont et aval, en raison de l'effet Klinkenberg qui rend compte du phénomène de glissement du gaz sur les parois des pores. Dans notre étude, la perméabilité intrinsèque est déduite de trois perméabilités apparentes mesurées pour des pressions en amont de 160, 185 et 210 kPa, avec la méthode développée par (Klinkenberg, 1941).

Les échantillons testés sont des cylindres de 65 mm de diamètre et de 50 mm d'épaisseur obtenus par sciage et carottage. Trois essais ont été réalisés pour chacune des pâtes de ciment. Les résultats ainsi que les écarts-types sont présentés dans le tableau 2. Ces résultats s'accordent avec ceux de la littérature et sont cohérents avec ceux sur la porosité, car la perméabilité augmente bien avec le rapport E/C.

Rapport E/C	Perméabilité intrinsèque	
	Moyenne	Ecart-type relatif
0,33	$1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	14 %
0,42	$1,3 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	14 %
0,50	$2,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	16 %

Tableau 2. Perméabilités intrinsèques obtenues au perméamètre au gaz après 3 mois de conservation dans l'eau.

3. PRÉDICTION DE LA PERMÉABILITÉ À PARTIR D'UNE MICROSTRUCTURE CALCULÉE

Le premier modèle de microstructure considéré s'appuie sur une approche numérique de la génération d'un matériau cimentaire à partir de son hydratation (Bentz et al., 1994).

3.1. La suite logicielle CemHyd3D

CemHyd3D est un logiciel mis au point par (Bentz et al., 1994) au National Institute of Standard and Technology (NIST). En libre téléchargement, la version 3 du logiciel en plusieurs sous programmes permet de simuler l'hydratation des pâtes de ciment. Dans un premier temps, un empilement aléatoire de grains sphériques de ciment est généré à partir de la granulométrie et de la composition chimique du ciment et du rapport E/C souhaité, qui conditionne la compacité initiale de l'empilement. Le résultat de cette génération est une image en 3 dimensions, par défaut de 100 pixels de côté. L'échelle, également par défaut du logiciel, est de $1\mu\text{m}$ par pixel. Dans un second temps, le processus d'hydratation de l'empilement de grains anhydres est simulé. L'hydratation est modélisée par des cycles de dissolution – diffusion – précipitation. Ces phénomènes sont générés pixel par pixel. Par exemple, un pixel de C3S, principal composé du ciment anhydre, se « dissout » s'il est en contact avec un pixel poreux. Il diffuse ensuite aléatoirement dans la porosité et précipite sous la forme de pixels de CSH et de CH, les deux principaux hydrates du ciment. La modélisation prend en compte la stoechiométrie de la réaction de l'anhydre avec l'eau mais également le bilan volumique des réactions. Dans le même exemple, un pixel de C3S doit précipiter entre 1,5 pixels de CSH et 0,6 de CH.

Le logiciel CemHyd3D prend en compte beaucoup de paramètres affectant l'hydratation. Citons par exemple la température de l'échantillon et les conditions de saturation en eau. Le résultat des simulations nous intéressant ici est la génération d'une image « voxelisée » en 3D représentant un échantillon de pâte de ciment hydraté. Par comparaison d'une image calculée avec une image réelle obtenue par tomographie, les auteurs de CemHyd3D montrent à l'aide de fonctions de corrélation que la microstructure simulée est réaliste dans le sens où l'image calculée et l'image réelle possèdent les mêmes

distributions spatiales de leurs constituants (hydrates, anhydres, vides).

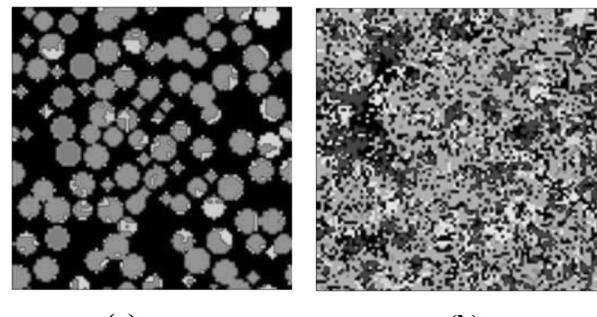


Figure 2. Coupe 2D d'un échantillon de pâte de ciment générée à l'aide de CemHyd3D, avant (a) et après (b) hydration.

Les principales couleurs correspondent aux éléments suivants : noir = porosité ; rouge = C3S ; bleu clair = C2S ; gris = gypse ; vert = C3A ; orange = CSH ; bleu foncé = CH.

3.2. Ajustement du coefficient de la cinétique d'hydratation dans CemHyd3D

Pour modéliser l'hydratation d'un ciment donné, l'ajustement d'un paramètre empirique β est nécessaire. Il gouverne la relation entre la durée réelle d'hydratation et le nombre de cycles de dissolution – diffusion – précipitation du modèle. Cet ajustement est réalisé en calant l'évolution temporelle de l'hydratation issue des simulations réalisées avec CemHyd3D sur l'évolution mesurée à l'ATG sur nos différents échantillons. Pour réaliser nos simulations, les données utilisées concernant le ciment de Montalieu sont : répartition granulométrique, composition chimique et répartition spatiale des éléments chimiques (issue d'une image MEB du ciment étudié disponible dans la base de données du NIST).

Rapport E/C	Coefficient cinétique β
0,33	0,0014
0,42	0,0020
0,50	0,0022

Tableau 3. Coefficients cinétiques d'hydratation déterminés par calage à partir des données d'ATG.

La figure 3 donne un exemple de l'évolution du degré d'hydratation calculée pour un coefficient β donné et l'évolution mesurée. Notons que le coefficient β ainsi déterminé dépend, pour un même ciment, du rapport E/C (Tableau 3).

3.3. Génération des images 3D

Pour chaque rapport E/C, une image de taille 100^3 voxels et de résolution $1\mu\text{m}$ par voxel est générée grâce aux paramètres identifiés précédemment.

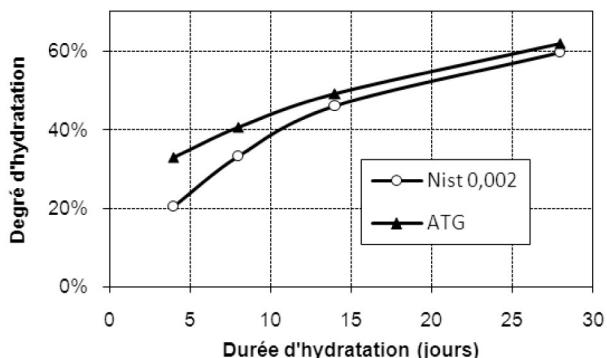


Figure 3. Evolution du degré d'hydratation de la pâte de ciment à $E/C=0,33$, obtenu par simulation CemHyd3D pour $\beta=0,002$ comparée aux résultats des essais d'ATG.

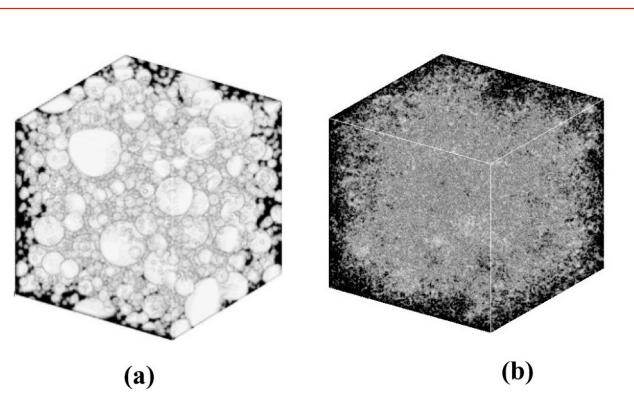


Figure 4. Image 3D de la microstructure : (a) avant hydratation où les grains sont en blancs, (b) après hydratation où l'on a inversé l'image pour plus de lisibilité et où les pores sont en blancs.

La Figure 4 donne un exemple de l'image de la structure avant et après hydration. Compte tenu de la granulométrie du ciment de Montalieu, les dimensions sont a priori suffisantes pour que le volume soit représentatif d'un arrangement de ce type de grains.

3.4. Calcul de la perméabilité par résolution des équations de Stokes

La perméabilité des pâtes de ciment numériques peut être calculée directement à partir des images 3D en simulant l'écoulement d'un fluide au sein de l'espace poral. Compte tenu des échelles de porosité dans les milieux cimentaires, on suppose généralement que les écoulements sont à faible Reynolds. Dans le cas d'un fluide incompressible, l'écoulement stationnaire est donc gouverné par les équations de Stokes où μ est la viscosité dynamique, V et P la vitesse et la pression dans le fluide :

$$\begin{cases} \mu \Delta \vec{V} = \overrightarrow{\text{grad}} P \\ \text{div} \vec{V} = 0 \end{cases} \quad [1]$$

La méthode de résolution choisie se base sur une discréétisation de type volumes finis, qui a l'avantage de correspondre exactement à la discréétisation de la géométrie de la structure, évitant ainsi un remaillage complet et couteux de

l'image. Un maillage décalé pour la vitesse et la pression est utilisé afin d'obtenir un schéma naturellement stable. Le couplage des équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement est réalisé par l'algorithme itératif classique SIMPLE (Patankar, 1983). Un algorithme de gradient conjugué est utilisé pour la résolution des systèmes linéaires obtenus à chaque itération de SIMPLE. Les simulations numériques réalisées visent à reproduire une expérience de mesure de perméabilité unidirectionnelle. Par conséquent, les conditions aux limites imposées sont des pressions constantes différentes sur les faces amont et aval (sens de l'écoulement) ainsi que des conditions d'imperméabilité sur les autres faces (vitesse nulle). La perméabilité au sens de la loi de Darcy est déterminée par identification à partir du débit du fluide au travers de l'image.

Rapport E/C	Perméabilité intrinsèque	
	Moyenne	Ecart-type relatif
0,33	$4,9 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	8 %
0,42	$17,5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	9 %
0,50	$104,2 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	9 %

Tableau 4. Perméabilités intrinsèques obtenues pour les microstructures issues de CemHyd3D.

Les résultats de perméabilités déterminées sur 5 réalisations de chaque pâte de ciment sont présentés dans le tableau 4. La figure 5 montre un exemple de visualisation des champs de vitesse et de pression obtenus sur une image 3D.

4. MODÈLE DE RÉSEAU DE CAPILLAIRES

Le second modèle de microstructure est basé sur la simplification de l'espace poral en un réseau de capillaires dont certains paramètres proviennent directement de l'interprétation de mesures expérimentales. La génération de réseau de pores se voulant réalistes constitue encore un domaine d'étude dynamique. Actuellement, de nombreuses méthodes se basent sur l'analyse d'images tomographiques (Le Trong, 2005, Prodanovic, 2006, Al-Kharusi, 2007). Cependant, l'aspect multi-échelle de la porosité des matériaux cimentaires limite fortement la portée de cette approche. Dans d'autres modèles (Amiri et al., 2005), le réseau de capillaires est généré à partir de mesures de porosité par intrusion de mercure. C'est ce type d'approche qui est choisie dans ce travail.

4.1. Génération du réseau

Le réseau est constitué de capillaires droits dont chaque extrémité est connectée à 5 autres capillaires (6-connectivité). Le choix de cette connectivité est ici tout à fait arbitraire, même si pour d'autres types de matériaux (Al-Kharusi, 2007) la connectivité moyenne est proche de

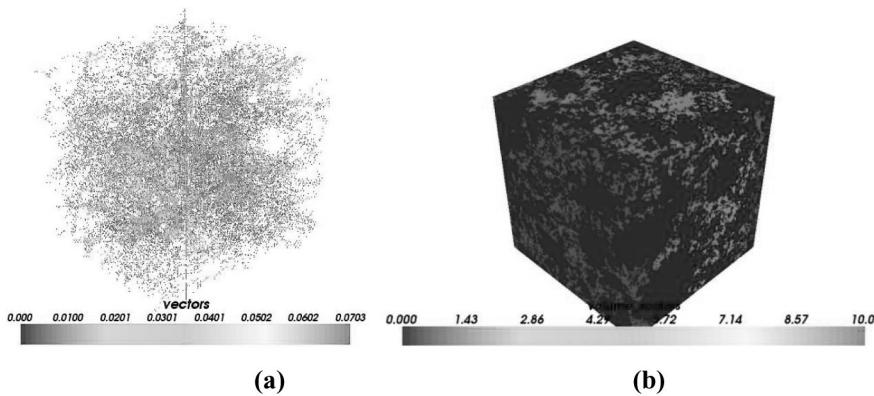


Figure 5. Champ de vitesse (a) et de pression (b) dans l'image 3D.

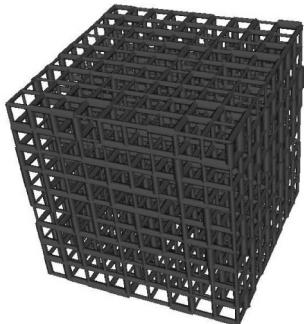


Figure 6. Exemple d'une distribution d'un réseau de capillaires cubique 10x10x10.

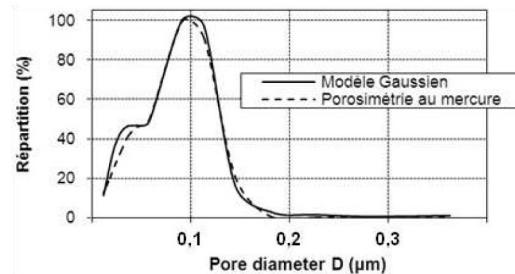


Figure 8. Calage d'une distribution bimodale gaussienne pour la pâte E/C=0,50.

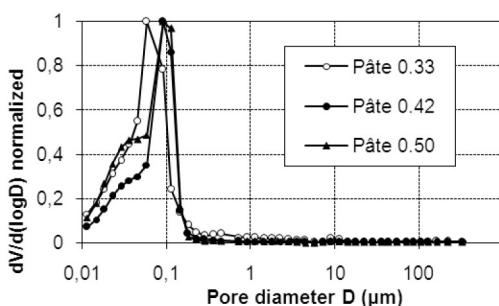


Figure 7. Distribution porale obtenue au porosimètre à mercure pour les 3 pâtes de ciment étudiées.

6. Les dimensions des capillaires, ainsi que la taille du volume cubique les contenant, sont imposées de manière à conserver, d'une part, la porosité et, d'autre part, à reproduire la distribution des rayons d'accès obtenue par porosimétrie au mercure (Figure 6).

Ces distributions sont modélisées par des distributions gaussiennes uni- ou bi-modales dont les paramètres sont tirés de l'analyse des courbes expérimentales de porosimétrie (Figures 7 et 8). La génération se fait en plaçant aléatoirement les capillaires dans le réseau, tout en respectant la distribution de la pâte simulée.

4.2. Calcul de la perméabilité

De même que précédemment, les conditions aux limites sont choisies de telle manière à reproduire les conditions

de mesures expérimentales. Une différence de pression constante est ainsi appliquée entre les faces amont et aval du réseau et les autres faces sont supposées imperméables. Chaque capillaire est défini par ses noeuds amont et aval. Le débit Q dans un capillaire de rayon R et longueur L est donné par la loi de Hagen-Poiseuille en fonction de la différence de pression ΔP aux bornes et de la viscosité m du fluide :

$$Q = \frac{\pi R^4}{8L} \frac{\Delta P}{\mu} \quad [2]$$

L'application de la conservation de la masse en chaque nœud du réseau permet d'obtenir un système linéaire dont la résolution donne les pressions en chaque noeud. La perméabilité intrinsèque est ensuite déterminée à l'aide de la loi de Darcy, en calculant la vitesse moyenne du fluide en aval du cube contenant le réseau ramenée au gradient de pression entre amont et aval.

Les résultats pour 10 essais pour chaque pâte de ciment, ainsi que les écarts-types associés, sont présentés dans le Tableau 5.

5. DISCUSSION

Le tableau 6 synthétise l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux obtenus sur la perméabilité. On remarque tout d'abord que la méthode de calcul basée sur les réseaux de capillaires permet d'approcher la per-

Rapport E/C	Perméabilité intrinsèque	
	Moyenne	Ecart-type relatif
0,33	$0,43 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	4 %
0,42	$1,05 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	6 %
0,50	$1,11 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$	5 %

Tableau 5. Perméabilités intrinsèques obtenues pour les réseaux de capillaires.

méabilité expérimentale quel que soit le rapport E/C. Comme on peut s'y attendre, les valeurs sont néanmoins systématiquement sous-estimées. En effet, la porosimétrie au mercure ne permet d'accéder qu'à une distribution des rayons d'accès des pores (effet « bouteille d'encre »), sous-estimant de fait le poids des pores de plus grandes tailles. Il est probable que l'approche par réseau de pores montre ses limites dans le cas de matériaux présentant une plus large gamme de tailles de pores (mortier, béton). Notons aussi que la sous-estimation des rayons des pores est contrebalancée par l'absence de tortuosité dans nos réseaux, dont l'influence reste à quantifier et par le fait que la connectivité des réseaux est sans doute plus grande que dans la microstructure réelle.

Les résultats des simulations directes sur les pâtes de ciment numériques montrent quant à eux une surestimation systématique, dont l'amplitude augmente de manière notable avec le rapport E/C, pour atteindre deux ordres de grandeurs. A ce titre, seule la perméabilité calculée pour un E/C de 0,33 est du même ordre de grandeur que la valeur expérimentale. Nos résultats sont similaires à ceux d'une étude antérieure traitant de l'influence de la résolution sur l'estimation des propriétés de transport à partir de CemHyd3D (Garboczi et Bentz, 2001). Il est en effet clair que si la microstructure pixélisée générée par CemHyd3D permet d'approcher la géométrie complexe de la microstructure réelle, le choix d'une résolution de $1 \mu\text{m}$ ne permet pas de résoudre le principal mode poreux détecté expérimentalement, qui se situe autour de $0,1 \mu\text{m}$. La perméabilité étant en partie liée au carré du rayon des pores, elle est donc fortement surestimée lorsque seuls les pores les plus gros sont considérés. Garboczi et Bentz ont également montré que, pour de faibles porosités, une résolution

de $1 \mu\text{m}$ engendre des problèmes de connectivité, diminuant de manière significative la porosité percolante et donc la perméabilité. Ces effets liés à la discréétisation sont illustrés dans le tableau 7 où les différentes porosités des pâtes numériques (totale, ouverte, percolante) sont comparées aux valeurs expérimentales. Nos résultats montrent une sous-estimation importante des porosités utiles dans les pâtes de ciment générées. Il est à noter que la solution la plus simple consistant à augmenter la résolution se heurte à d'autres problèmes liés au modèle même de CemHyd3D, discutés ailleurs (Garboczi et Bentz, 2001). L'empilement des grains de ciment anhydres est, par exemple, construit à partir d'une image MEB de résolution de $0,5 \mu\text{m}$ par pixel. Cette valeur est donc une limite « naturelle » pour la résolution de CemHyd3D.

Il est à rappeler que les perméabilités mesurées ne sont que des estimations de la perméabilité réelle des pâtes. En effet, un séchage à 80°C ne garantit pas l'obtention d'un degré de saturation nul; or la perméabilité au gaz est très affectée par la saturation en eau. En revanche, un préconditionnement en étuve à une température plus élevée, par exemple 105°C , engendrerait inévitablement une destruction de certains hydrates (ettringite par exemple) et une microfissuration de l'échantillon. L'endommagement d'un béton affecte aussi sa perméabilité (Picandet et al, 2001).

6. CONCLUSION

D'un point de vue technologique, nous avons vu à travers les exemples de calcul de perméabilité que la valeur obtenue pour ce paramètre dépend dans une certaine mesure du modèle de géométrie de la structure adopté. Il reste que les résultats de ces modèles peuvent d'ores et déjà être exploités et intégrés dans des codes de calcul prédictifs du comportement de la structure en service. Car les écarts constatés semblent acceptables au regard des incertitudes et variabilités observées déjà sur les paramètres des propriétés mécaniques et de transfert caractérisant des bétons de chantier ou prêts à l'emploi (APPLET, 2009). Sous cet angle, l'outil fourni au cours de cette étude semble satisfaisant pour une utilisation par l'ingénieur.

Rapport E/C	Perméabilité intrinsèque ($\times 10^{-16} \text{ m}^2$)		
	Expérimentale	Modèle de réseau de capillaires	Modèle CemHyd3D
0,33	1,0	0,43	4,9
0,42	1,3	1,05	17,5
0,50	2,0	1,11	104,2

Tableau 6. Comparaison des perméabilités mesurées et des perméabilités calculées.

Tableau 7. Comparaison des porosités mesurées et calculées. La porosité percolante rassemble les pores reliant l'amont et l'aval de l'échantillon.

Rapport E/C	Porosités expérimentales (%)		Porosités calculées à partir du modèle CemHyd3D (%)			
	mesurée à l'eau	mesurée au mercure	Porosité totale	Porosité ouverte	Porosité fermée	Porosité percolante
0,33	25	20	24,6	17,2	7,4	15,1
0,42	32	26	29,1	23,4	5,7	22,1
0,50	39	32	38,3	35,6	2,7	35,2

D'un point de vue scientifique, notre étude comparative met en évidence la question fondamentale de la capacité des modèles, en particulier des deux proposés ici, à représenter correctement la géométrie de la microstructure des matériaux cimentaires, notamment des différentes échelles de leur porosité. Il semble donc important d'appréhender leur aspect multi-échelles, notamment si l'on veut s'intéresser à la microstructure des mortiers puis des bétons. Une des voies, pour rendre les modèles de microstructure plus performants, pourrait être de combiner différentes méthodes d'investigation expérimentales et exploiter ainsi la complémentarité de leurs données. Il s'agit principalement de la porosimétrie au mercure, du MEB et de la tomodensitométrie.

7. RÉFÉRENCES

- AFPC-AFREM, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité », *Comptes-rendus des journées techniques, Toulouse*, 1997.
- APPLET – Durée de vie des ouvrages : Approche prédictive, performante et probabiliste, Projet ANR-RGCU, 2005-2007.
- GRANDUBE – Grandeurs associées à la durabilité des bétons, sous la direction de G. Arliguie et H. Hornain, Ed. De l'ENPC, 2007.
- Al-Kharusi A.S., Blunt M.J., « Network extraction from sandstone and carbonate pore space », *Journal of Petroleum Science and Engineering* 56 (2007) 219 – 231
- Amiri O., Aït-Mokhtar A. and Sarhani M., « Tri-dimensional modeling of cementitious materials permeability from polymodal pore size distribution obtained by mercury intrusion porosimetry tests », *Advances in Cement Research*, vol. 17, 2005, p. 39-45.
- Baroghel-Bouny V.(sous la direction de), « Guide AFGC. Conception des bétons pour une durée de vie données des ouvrages », *Documents Scientifiques et Techniques de l'Association Française de Génie Civil*, 2004.
- Bentz D.P., Coveney P.V., Garboczi E.J., Kleyn M.F., Stutzman P.E., « Cellular automaton simulations of cement hydration and microstructure development », *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, vol. 2, 1994, pp. 783-808.
- Bentz D.P., « Quantitative comparison of real and CEM-HYD3D model microstructures using correlation functions », *Cement and Concrete Research*, vol. 36, 2006, pp. 259-263.
- Bentz D.P. « Virtual previous Concrete: microstructure, percolation and permeability », *ACI Materials Journal*, vol. 105, 2008, pp. 297-301.
- Burlion N., Bernard D., Chen D. « X-ray microtomography: application to microstructure analysis of a cementitious material during leaching process », *Cement and Concrete Research*, vol. 36, 2006, pp. 346-357.
- Garboczi E.J., Bentz D.P., « The effect of statistical fluctuation, finite size error, and digital resolution on the phase percolation and transport properties of the NIST cement hydration model », *Cement and Concrete Research*, vol. 31, 2001, pp. 1501-1514.
- Klinkenberg L.J., The permeability of porous media to liquids and gases, *Drilling and Production Practice*, American Petroleum Institute, 1941.
- Koster M., Brameshuber W. and Hannawald J., « Simulation of water permeability and water diffusion through hardened cement paste », *Comput. Mech.*, vol. 37, 2006, p. 163-172.
- Le Trong E., Anguy Y., Simplification d'images 3D de matériaux poreux en vue de leur caractérisation physique, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 9, 2005, pp. 353-372.
- Navi P., Pignat C., « Simulation of cement hydration and the connectivity of the capillary pore space », *Advanced Cement Based Materials*, vol. 4, 1996, pp. 58-67.
- Patankar S.V., *Numerical Heat transfer and Fluid Flow*, Hemisphere Publishing Corporation – Taylor & Francis Group. New York, USA, 1983.
- Picandet V., Khelidj A., Bastian G., « Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high performance concrete », *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, 2001, pp. 1525-1533.
- Pignat C., Navi P., Scrivener K., « Simulation of cement paste microstructure hydration, pore space characterization and permeability determination », *Materials and Structures*, vol. 38, 2005, pp. 459-466.
- Prodanovic M., Lindquist W.B., Seright R.S., Porous structure and fluid partitioning in polyethylene cores from 3D X-ray microtomographic imaging, *Journal of Colloid and Interface Science*, vol. 298, 2006, pp. 282-297.
- Van Breugel K., « Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials », PhD Thesis, Delft University, Netherlands, 1991.
- Van Breugel K., Ye G., Lura P., « Modeling of water permeability in cementitious materials », *Materials and Structures*, vol. 39, 2006, p. 877-885.
- Whitaker S., *The method of volume averaging*, Kluwer Academic Press, 1999.

INFLUENCE DE LA FORMULATION DU BÉTON LORS DE SA MISE EN PLACE DANS LES COFFRAGES

S. BOUHAROUN^{1*}, C. DJELAL^{2*}, Y. VANHOVE^{3*}, I. DUBOIS^{4**}

*LAMTI, PRES, Université de Lille Nord de France, IUT, 1230 rue de l'Université, 62408 Béthune Cedex

**Centre de Recherche Lafarge, 95 rue du Montmurier, BP 15, 38291 St Quentin Fallavier

1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau largement utilisé dans le monde pour de nombreux cas de construction. Il doit répondre à plusieurs exigences de sécurité, de durabilité et d'esthétique. La facilité offerte par le béton lors de sa mise en œuvre est liée directement à la quantité de pâte présente dans le volume. La pâte est donc un élément unique et actif du béton enrobant les granulats et remplissant les vides existants dans le squelette granulaire. Cette pâte joue également un rôle de lubrifiant en limitant les forces de frottement intergranulaires [Chapdelaine, 2007]. La capacité de mise en œuvre du béton est améliorée dans certain cas avec l'ajout de superplastifiant dans le béton.

Le but de cette étude est de comprendre l'influence du volume de pâte et le dosage en superplastifiant sur les mécanismes intervenant lors de la mise en œuvre des bétons dans les coffrages, et en particulier le comportement du béton à l'interface béton/coffrage. Des essais ont été réalisés à l'aide d'un tribomètre plan/plan, sur quatre bétons possédant différents volumes de pâte, deux bétons adjuvants et un béton auto-plaçant (BAP). L'analyse des résultats montre que l'augmentation du volume de pâte et le dosage en superplastifiant influencent de manière importante le frottement à l'interface béton/coffrage.

2. MATÉRIAUX ET TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES

2.1. Le tribomètre plan/plan

Le tribomètre [Djelal *et al.*, 2004], [Vanhove *et al.*, 2004] permet d'étudier le frottement entre un échantillon de béton et une surface métallique. Sur ce tribomètre, le contact se produit entre deux surfaces planes. Le principe consiste à faire glisser une plaque métallique entre deux échantillons de béton (Figure 1). Le matériau est placé dans des porte-échantillons cylindriques de 120 mm de diamètre. Des joints d'étanchéité sont montés sur les porte-échantillons afin d'éviter tout départ du béton. Les échantillons de béton sont appliqués contre la plaque par l'intermédiaire d'un vérin. La mise en mouvement de la plaque s'effectue à l'aide d'un moteur accouplé à une vis sans fin. Le déplacement de la plaque est de 800 mm.

La pression de contact peut atteindre 1700 kPa. La vitesse de glissement varie de 0 à 300 mm/s.

La contrainte de frottement ou tangentielle est définie comme suit :

$$\tau_f = \frac{\text{Force mesurée} - \text{Force parasite}}{\text{Section du porte échantillon}} = \frac{F_{mes} - F_{par}}{Sc}$$

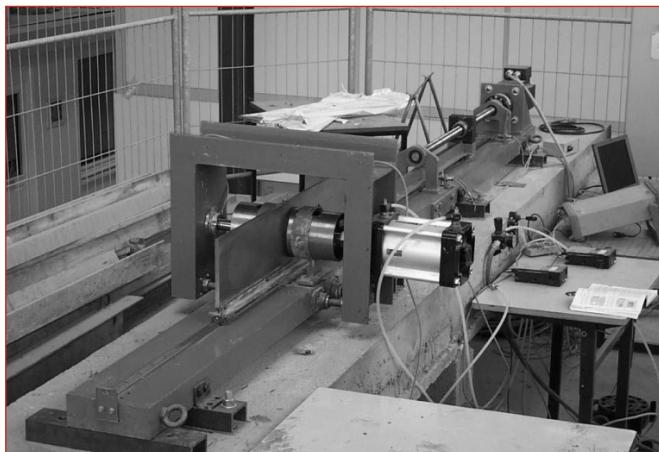


Figure 1. Tribomètre.

F_{par} est la résultante des forces de frottement parasites due au système d'étanchéité contre la plaque (essai à vide). F_{mes} est la somme de la résultante des forces de frottement tangentielles des deux échantillons de béton contre la plaque et la résultante des forces parasites. La surface en contact (S_c) entre le béton et la plaque est calculée à partir du diamètre du porte-échantillon. Dans notre cas, celle-ci est de $S_c = 113,1 \text{ cm}^2$.

2.2. Caractéristiques des matériaux

Afin d'étudier le comportement tribologique béton/paroi, quatre bétons ordinaires et deux bétons adjuvantés de classe S3, très plastique, et un BAP ont été formulés.

2.2.1. Les bétons

Quatre bétons (B1, B2, B3, B4) possédant 28 %, 30 %, 32 % et 34 % de volume de pâte ont été confectionnés pour étudier l'effet de la quantité d'éléments fins apportés par le ciment et le filler. Les rapports Eau/Ciment (E/C), Ciment/Filler et Gravillon/Sable (G/S) ont été gardés constants pour les quatre compositions (voir le tableau 1). Afin de mieux comprendre les effets du dosage en superplastifiant, un BAP à 36 % de pâte et deux bétons adjuvantés à 30 % de pâte (BA1, BA2) avec un dosage différent de superplastifiant, sont étudiés. La composition des bétons est donnée au Tableau 2.

Le GLENIUM 27 est un superplastifiant à haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C et avec un long maintien de maniabilité. Cet adjuvant non chloré est d'une nouvelle génération chimique à base d'éther poly carboxylique.

La granulométrie du béton est très étalée. Elle est de l'ordre du micron pour les grains de ciment et de filler calcaire et peut atteindre 12,5 mm de diamètre pour les gravillons. Seront appelées *particules fines ou fines* tous les éléments du sable, de ciment et fillers dont le diamètre est inférieur à 63 µm. La forme anguleuse de ces grains peut jouer un rôle important sur la contrainte de frottement à l'interface béton/paroi.

Afin de mesurer la consistance du béton, des essais d'affaissement (BAP) et d'étalement pour les bétons vibrés ont été réalisés.

2.2.2. La surface métallique

Concernant la plaque du tribomètre, celle-ci a été prélevée dans des parois de coffrage, pour se placer dans des condi-

Béton	B1	B2	B3	B4	BA1	BA2	BAP
Affaissement (mm)	120	130	140	150	130	130	-
Etalement (mm)	-	-	-	-	-	-	650
Taux de remplissage (%)	-	-	-	-	-	-	91
ségrégation (%)	-	-	-	-	-	-	8
Eau/(ciment+filler)	0,57				0,5	0,43	0,45
Gravillon/sable	1,27						

Tableau 1. Propriétés des bétons.

Bétons	B1	B2	B3	B4	BA1	BA2	BAP
Volume de pâte (%)	28	30	32	34	30	30	36
Ciment CEM I 52,5 CP2 (kg/m ³)	232	248	265	282	269	294	367
Filler calcaire (kg/m ³)	77	83	88	94	90	98	92
Sable de l'Oise 0/4 (kg/m ³)	838	815	792	768	815	815	751
Gravillon concassé 4/8 (kg/m ³)	287	279	271	263	279	279	243
Gravillon concassé 8/12,5 (kg/m ³)	778	756	734	712	756	756	658
Sp GLENIUM 27 (l/m ³)	-	-	-	-	2	3,20	5,75
Eau (Kg/m ³)	176	189	201	214	179	169	206

Tableau 2. Composition des bétons.

tions proches de celles des chantiers. L'un des paramètres qui caractérise le coffrage est sa rugosité (légère inégalité de surface). La rugosité influence directement le frottement du béton sur le coffrage [Djelal *et al.*, 2004]. Une rugosité moyenne a été mesurée à l'aide d'un rugosimètre portable : $R_a = 0,9 \mu\text{m}$ (R_a est la distance moyenne entre le pic le plus haut et le plus bas des profils de rugosité de la plaque) et $R_t = 6,9 \mu\text{m}$ (R_t est la hauteur du pic à vallée maximale du profil rugosité).

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

Dans cette étude, l'influence de la pression, du volume de pâte et du dosage en superplastifiant ont été étudiées pour des bétons en contact avec la plaque, sans agent de démolage.

3.1. Influence de la pression

La Figure 2 présente l'évolution de la contrainte de frottement enregistrée en fonction du temps pour un béton à 28 % de pâte pour différentes pressions. Toutes les courbes enregistrées présentent la même allure quels que soit la pression ou le volume de pâte testés. Ces courbes peuvent être décomposées en deux zones :

- La zone I qui correspond au temps de démarrage du moteur et à la réponse de la chaîne mécanique.
- La zone II traduit un régime stationnaire. Les contraintes de frottement statique et dynamique sont identiques pour ce type d'interface (béton/acier).

La Figure 3 présente l'évolution de la contrainte de frottement en fonction de la pression de contact pour un béton à 28 % de volume de pâte. Chaque point de cette courbe traduit une moyenne de cinq points sur le régime dynamique (Zone II) de la Figure 2.

La contrainte de frottement croît lorsque la pression augmente. La contrainte normale appliquée au matériau est transmise à la phase granulaire et à la pâte formée par le liant (ciment, filler). Sous l'effet de cette contrainte, une partie des fines va migrer en direction de la plaque métallique (Figure 4a). Une couche limite lubrifiante composée d'eau et des fines apparaît à l'interface. La plaque de rugosité faible ($0,9 \mu\text{m}$) ne possède pas de rainures suffisam-

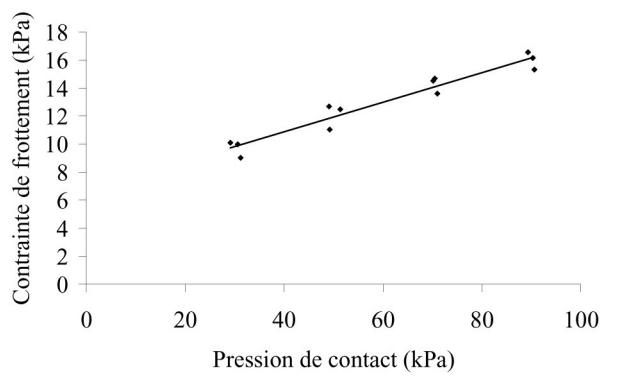


Figure 3. Evolution de la contrainte de frottement pour un volume de pâte de 28 % en fonction de la pression de contact.

ment profondes pour permettre à la couche limite de s'écouler.

Dans le cas des faibles pressions, celle-ci reste emprisonnée à l'interface béton/plaque. Elles se mettent alors en pression et reprend une partie de la contrainte normale ou pression (Figure 4b).

Quand les pressions augmentent, on suppose que la phase liquide initialement emprisonnée à l'interface va migrer dans l'échantillon sous l'effet de la pression (Figure 4c). L'épaisseur de la couche limite n'est pas suffisamment importante pour empêcher le contact des granulats sur la surface métallique. Les grains de ciment et de filler sont en contact avec la plaque. Une énergie plus importante est nécessaire pour cisailier la couche limite. Ce phénomène entraîne une augmentation de la contrainte de frottement. Le frottement est alors de type granulaire.

Les phénomènes décrits sont identiques pour les autres bétons (30 à 34 % de volume de pâte).

3.2. Influence du volume de pâte

La figure 5 montre l'évolution de la contrainte de frottement en fonction de la pression pour les bétons B1 à B4. La contrainte de frottement diminue quand le volume de pâte diminue. Les grains de ciment en contact avec l'eau ont tendance à s'agglomérer sous forme d'amas (flocs) avec une structure en château de cartes (Figure 6). Ce phénomène est lié à la présence de charges électriques sur la

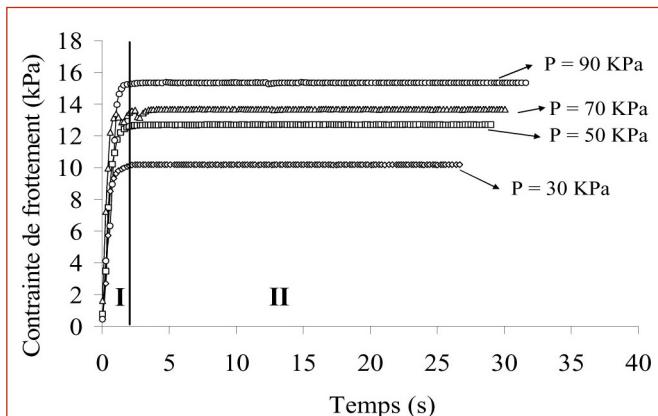


Figure 2. Evolution de la contrainte de frottement pour un volume de pâte de 28 % en fonction du temps.

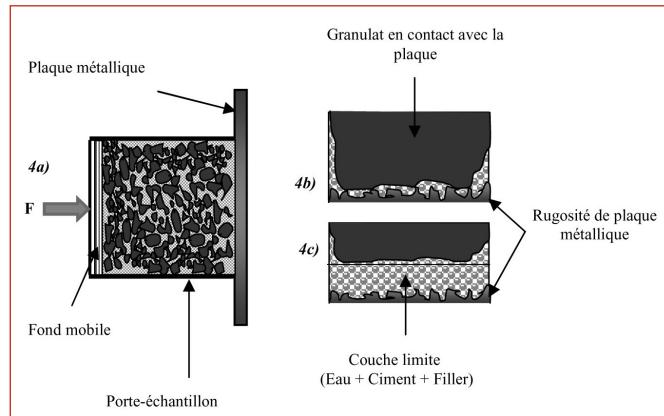


Figure 4. Mécanismes intervenant à l'interface béton/paroi.

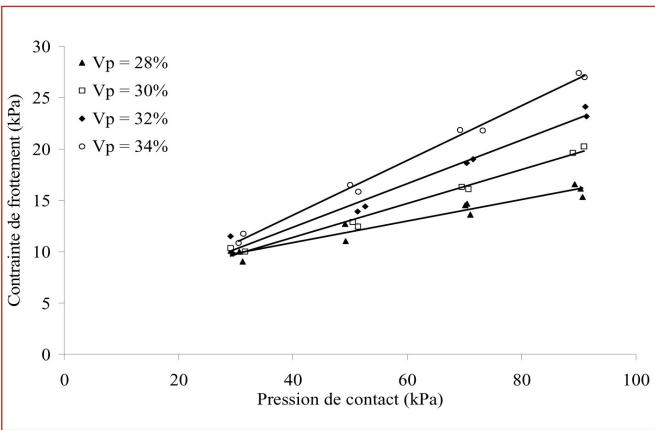


Figure 5. Evolution de la contrainte de frottement en fonction de la pression de contact.

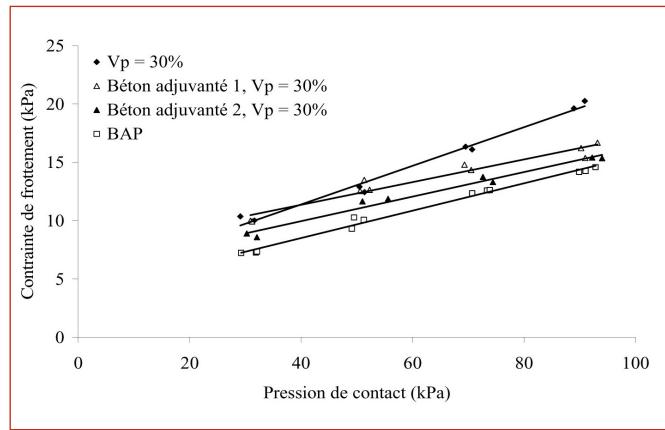


Figure 7. Evolution de la contrainte de frottement en fonction de la pression de contact.

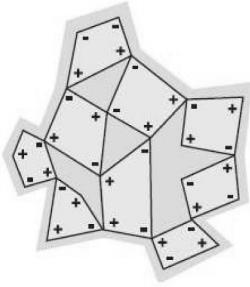


Figure 6. Agglomération des grains de ciment [Rixom et al., 1986]

surface des grains et en l'absence de réducteur d'eau, ils tendent à piéger un certain volume d'eau à l'intérieur des amas de grains [Rixom *et al.*, 1986]. Cette eau emprisonnée, se déplace avec l'agglomérat comme si elle était solide [Cousset *et al.*, 2002].

Avec l'augmentation du pourcentage de pâte, le nombre de flocs augmente ce qui entraîne un encombrement dans la couche limite. Sous l'effet de la pression de contact, ces agglomérats ont plus de difficultés à se mouvoir, la couche limite devient plus rigide, ce qui induit une augmentation plus importante de la contrainte de frottement. Le béton 34 % possède 2,2 % de fines (ciment + filler) de plus que le béton à 28 % de pâte. L'encombrement dans le béton (en particulier à l'interface) est plus important. Ce phénomène peut expliquer les contraintes plus importantes observées pour le béton 34 %.

3.3. Influence du dosage de superplastifiant

La Figure 7 illustre l'évolution de la contrainte de frottement en fonction de la pression de contact pour quatre bétons, un béton à 30 % de pâte, un BAP et deux bétons adjuvantés. La contrainte de frottement diminue lorsque le dosage en superplastifiant augmente.

La présence du superplastifiant dans un béton, disperse les grains de ciment par l'effet stérique et répulsion électrostatique (Nicoleau L, 2004). Les molécules du superplastifiant s'adsorbent à la surface des particules du ciment leur conférant des charges électrostatiques négatives.

De cette façon, les particules de ciment se repoussent et sont défloculées. Lorsque le dosage en superplastifiant augmente, le pouvoir dispersant sur les grains de ciment croît. Cette augmentation réduit les frottements intergranulaires, libère plus de quantité d'eau emprisonnée et augmente le taux de déformation. Ce qui améliore la fluidité du béton.

La couche limite est alors moins rigide, plus fluide. Le mouvement des grains de ciment est plus aisé et permet ainsi une déformation plus facile du milieu sous cisaillement. Ce qui entraîne une diminution des contraintes de frottement à l'interface béton/paroi.

4. CONCLUSION

Cette étude nous a permis de montrer l'influence de la teneur en fines dans un béton et le dosage en superplastifiant sur le comportement tribologique à l'interface béton/coffrage. Deux phénomènes ont pu être observés :

- L'augmentation du volume de pâte conduit à une augmentation des contraintes de frottement à l'interface béton/coffrage. L'encombrement des particules fines dans la couche limite provoque une augmentation des frottements.
- La présence du superplastifiant dans un béton, diminue les contraintes de frottement à l'interface béton/paroi. Les résultats obtenus à l'aide du BAP et des bétons adjuvantés confirment que l'augmentation du dosage en superplastifiant diminue les contraintes de frottement. Enfin, les résultats ont montré une réduction notable des frottements pour le béton autoplaçant malgré son pourcentage élevé de pâte (36 % de pâte).

BIBLIOGRAPHIE

- Chapdelaine F., Etude fondamentale et pratique sur le pompage du béton, Thèse de doctorat, Université de Laval, Québec, Canada, Janvier 2007, p.154.
 Coussot P, Grossiord J.L., (Eds) *Comprendre la rhéologie – De la circulation du sang à la prise du béton*, EDP Sciences, Paris, 2002.

Djelal C., Vanhove Y., Magnin A., Tribological behaviour of self compacting concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 34, N° 5, 2004, p. 821-828.

Nicoleau L., Interactions physico-chimiques entre le latex et les phases minérales constituant le ciment au cours de l'hydratation. Thèse de doctorat, Université de Bourgogne, Dijon, 2004.

Rixom M.R., Mailvaganam N.P., Chemical admixtures for concrete, E.& F.N. Spon, Ed., London, 1986, Second edition.

Vanhove Y., Djelal C, Magnin A., A device for studying fresh concrete friction, Cement Concrete and Aggregates, Vol. 26, N°2, December 2004, p. 35-41.

EFFETS D'UN AGENT RÉDUCTEUR DE RETRAIT SUR LA MICROSTRUCTURE ET LES DÉFORMATIONS LIBRES DES BÉTONS

**Mlle Jacqueline SALIBA, Dr. Emmanuel ROZIÈRE, Dr. Frédéric GRONDIN,
Prof. Ahmed LOUKILI**

Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), UMR-CNRS 6183,
Ecole Centrale de Nantes, 1 rue de la Noë, BP 92101, 44321 Nantes Cedex 3, France

1. INTRODUCTION

Dès les premières heures, les matériaux cimentaires développent de grandes variations volumiques d'origine physico-chimique (contraction Le Chatelier et autodessiccation), thermique (exothermie de l'hydratation) et hydriques (séchage).

Le retrait des matériaux cimentaires se fait en deux étapes : au jeune âge (avant 24h) pendant laquelle le béton passe d'un état fluide à un état solide, d'où la dénomination de retrait plastique (Radocea, 1994 ; Turcry, 2004), et à long terme (Rozière, 2007).

Le retrait plastique est dû à l'évaporation de l'eau via les surfaces libres du béton. Ceci engendre une dépression dans les pores et par suite des contraintes internes de traction sur la phase solide provoquant une contraction du matériau. Ce phénomène est à l'origine d'une localisation de contraintes et peut augmenter le risque de fissuration au jeune âge si les déformations sont générées. Plusieurs facteurs affectent le retrait comme les constituants du béton ou sa composition agissant en particulier sur le taux d'évaporation, qui elle-même est fonction des conditions climatiques comme l'humidité relative, la température, la vitesse du vent à la surface (Uno, 1998).

Afin de prévenir la dessiccation du béton frais, l'application d'un produit de cure est une mesure bien connue où il s'agit de protéger le béton en évitant l'évaporation excessive de l'eau en surface. Parmi les procédés de cure, il existe les méthodes directes, c'est-à-dire l'ajout de l'eau ou d'un élément absorbant à la surface (Jensen, 2006) (plastique, coffrage, produit de cure liquide). Ces méthodes ne sont pas toujours efficaces et demandent un temps de mise en œuvre supplémentaire. Les recherches se sont orientées ces dernières années vers le développement d'adjuvants dits « compensateurs » ou « réducteurs » de retrait qui s'ajoutent au béton pendant sa fabrication (Weiss, 2008).

Dans le présent travail, plusieurs essais ont été réalisés pour étudier l'effet d'un agent compensateur de retrait en condition endogène et de séchage sur un béton auto-plaçant (BAP) et un béton de composition similaire mais avec un rapport eau sur ciment (E/C) plus faible. Son influence sur le retrait au jeune âge est aussi évaluée avec des mesures du taux d'évaporation, du temps de prise, de la température et de la dépression capillaire. Ensuite le retrait du béton durci, sa résistance à la compression et à la traction, son module d'élasticité et l'évolution du réseau poreux seront présentés et analysés.

2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1 Bétons étudiés

L'étude porte sur deux formulations de béton avec deux rapports E/C : 0,65 et 0,43. Pour chacune d'elles on ajoute 1 % d'agent réducteur de retrait (SRA) tout en conservant tous les autres paramètres constants. Le tableau 1 rassemble les compositions et les proportions des différentes formulations. Les principaux constituants de ces bétons sont des granulats du Boulonnais (G), du sable marin (S), du ciment CEM I 52,5 de La Couronne (C) et des fillers calcaires MEAC Betocarb (A). Un superplastifiant (Sp) est ajouté pour obtenir une meilleure fluidité et la caractére autoplaçant. Le rapport gravier sur sable (G/S) est égal à 1,02.

Les mesures d'étalement et les résistances à la compression sont présentées dans le tableau 2.

2.2 Dispositifs et conditions expérimentales

Les essais sont réalisés dans une salle climatisée à une température de 20°C et à 50 % d'humidité relative. Les mesures de retrait plastique sont effectuées de façon automatique toutes les 10 minutes pendant 24 heures. Les échantillons sont soumis à deux conditions différentes :

Condition endogène : la surface libre de l'échantillon est recouverte, tout au long de l'essai, d'un film de polyane pour empêcher tout échange d'humidité avec l'extérieur. Le taux d'évaporation reste alors nul, et le retrait plastique mesuré est le retrait endogène.

Condition de séchage modéré : dans ce cas la surface libre de l'échantillon est en contact avec l'air. Le taux d'évaporation est alors non nul, et le retrait mesuré est la somme du retrait endogène et du retrait de séchage.

Le dispositif mis en place pour mesurer le retrait plastique est basé sur une méthode linéique. Il est constitué d'un moule prismatique en acier de dimension 7x7x28cm³ (Turcrys, 2006). Deux capteurs laser mesurent le déplacement des sections aux extrémités des échantillons prismatiques qui se rétractent lors du retrait plastique. La température est mesurée à l'aide d'un thermocouple.

Le retrait de séchage est principalement dû au mécanisme de variation de la dépression capillaire et de la tension superficielle (Slowik, 2008). Par suite la dépression capillaire a été mesurée à l'aide du dispositif proposé par Radocea (1992). Un capteur de pression est relié par un tuyau à une céramique poreuse d'une porosité équivalente à celle de la pâte de ciment dans le béton placé à mi-hauteur dans un moule cylindrique placée à mi-hauteur d'un moule cylindrique de 10cm de diamètre et de 7cm de hauteur. L'eau évacuée par la céramique crée une dépression dans le tuyau équivalente à celle créée par la dessiccation. Le suivi de la perte de masse du matériau cimentaire est réalisé en parallèle sur un échantillon cylindrique Ø11x8cm³. Les temps de début et de fin de prise du béton ont été aussi déterminés à l'aide d'un prisomètre automatique. Les échantillons sont placés dans un bac d'eau régulée en température à 20°C afin d'éviter le séchage des mortiers et d'assurer une température constante lors de l'essai.

Pour les essais de retrait sur béton durci, des éprouvettes 7x7x28cm³ équipées de plots métalliques à chaque extrémité ont été confectionnées. Elles ont tout d'abord été maintenues dans les moules à une température de 20°C et à 100 % d'humidité relative. Puis à 24 heures, après démolage, les éprouvettes sont placées dans la salle climatisée à 20°C et 50 % d'humidité relative. Pour la mesure du retrait total, les extrémités de l'éprouvette sont recouvertes d'une feuille adhésive en aluminium pour ne considérer que le séchage sur les quatre faces latérales. Pour la mesure du retrait endogène, l'éprouvette est isolée de l'humidité ambiante par une couche d'aluminium adhésif. La déformation longitudinale due au retrait est mesurée par un

	B43	BA43	B65	BA65
G (4/12), kg/m ³	836	833	836	833
S (0/4), kg/m ³	824	821	824	821
C, kg/m ³	383	383	283	283
A, kg/m ³	163	163	192	192
E, Kg/m ³	165	165	185	185
Sp, Kg/m ³	13,7	13,7	3,5	3,5
SRA, Kg/m ³	0	5,5	0	4,8
E/C	0,43	0,43	0,65	0,65
E/(C+A)	0,3	0,3	0,39	0,39
Sp/(C+A), %	1,77	1,78	0,79	0,74
SRA/(C+A), %	0	1	0	1

Tableau 1. Formules des bétons testés.

	B43	BA43	B65	BA65
Etalement, mm	—	—	650	680
Rc7j, MPa	62,12	57	34,7	32,4
Rc28j, MPa	70	63,75	40,15	38,45
Rc90j, MPa	75,5	65,25	44,1	42,25

Tableau 2. Mesures d'étalement et résistances à la compression.

capteur LVDT, qui permet le suivi de sa longueur. La perte de masse a été simultanément mesurée sur des éprouvettes similaires dans les mêmes conditions.

Des essais de porosimétrie au mercure ont été effectués pour chaque formulation avec et sans agent à 54 jours. Les mesures des propriétés mécaniques ont été réalisées sur des éprouvettes cylindriques $\varnothing 11 \times 22 \text{ cm}^3$ (à 1, 7, 28 et 90 jours) conservées à 20°C et 100 % d'humidité relative. Le module d'Young est mesuré sur ces mêmes éprouvettes en utilisant une méthode non destructive au moyen du *Grindosonic*.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1 Analyse croisée au jeune âge

Les résultats des mesures de retrait plastiques des bétons avec et sans SRA sont présentés sur la figure 1. Pour $E/C=0,65$, l'ajout de SRA n'influence pas le retrait plastique. Par contre une différence de $300\mu\text{m}/\text{m}$ est obtenu pour $E/C=0,43$.

Pendant les premières minutes aucun retrait horizontal n'est mesuré, puis la contraction horizontale du béton présente une forte croissance entre 0,5 heures et 8 heures, où elle atteint sa valeur limite : $1305\mu\text{m}/\text{m}$ ($\pm 15\%$) pour B65, $1280\mu\text{m}/\text{m}$ ($\pm 15\%$) pour BA65, $1520\mu\text{m}/\text{m}$ pour B43 et $1223\mu\text{m}/\text{m}$ pour BA43. La vitesse de déformation est maximale à environ 4,5 heures, de l'ordre de $305\mu\text{m}/\text{m/h}$ pour B65, $280\mu\text{m}/\text{m/h}$ pour BA65, $307\mu\text{m}/\text{m/h}$ pour B43 et $266\mu\text{m}/\text{m/h}$ pour BA43. Ainsi, quatre phases peuvent se dégager.

Phase n° 1 : durant cette période, aucun retrait horizontal n'est observé. En effet, pendant cette phase la variation de volume est surtout due au tassement du béton sous l'effet de la gravité et du retrait endogène. Cette consolidation conduit à la solidification du béton et une petite couche d'eau de ressuage peut se former à la surface.

Phase n° 2 : Du fait d'un faible taux de ressuage, l'évaporation de l'eau des pores en surface débute rapidement et il s'y forme des ménisques d'eau à peu près immédiatement. La pression d'eau diminue et la déformation horizontale apparaît très rapidement. En effet cette dépression capillaire génère des contraintes de traction dans les pores de fluide et la contraction volumique est transmise horizontalement petit à petit. D'après Radocea la transmission horizontale est possible car en plus de la dépression capillaire qui se développe au sein du béton, il y a apparition d'un frottement interne du squelette granulaire. Les interactions intergranulaires sont favorisées par la consolidation et l'augmentation du volume de solide par hydratation ainsi que la diminution du volume d'eau par évaporation. La figure 2 représente la perte de masse normalisée des formulations avec et sans SRA. Durant cette phase on peut observer que l'effet de SRA sur la perte de masse est négligeable. Par suite le changement du taux de déformation est dû surtout au changement de la microstructure du béton. En effet les formulations contenant SRA ont présenté une

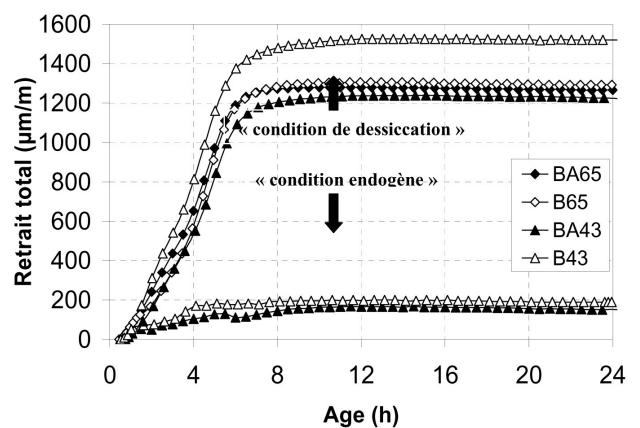


Figure 1. Développement du retrait plastique en fonction du temps pour les formulations avec et sans SRA.

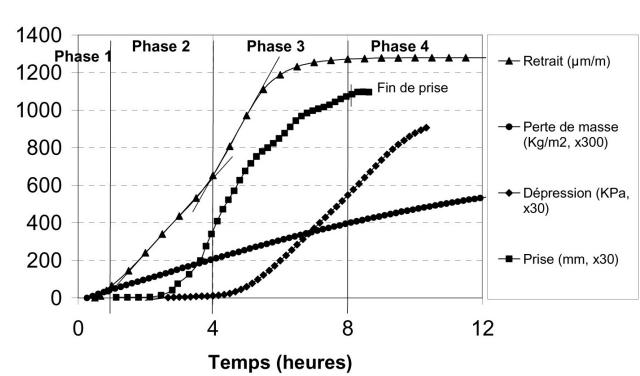


Figure 2. Corrélation entre le retrait plastique, la dépression capillaire, la prise et la perte de masse pour BA65.

plus grande fluidité avec un retard de temps de prise (figure 3) et par suite une diminution de l'angle de frottement qui peut expliquer le retrait plus faible avec les formulations contenant SRA. A noter que les formulations étant encore fluide une faible dépression capillaire (figure 2) peut provoquer du retrait et par suite un déplacement direct de particules. Durant cette phase, les ménisques d'eau restent à la surface des bétons et il n'y a pas encore de pores vides à l'intérieur du béton.

Phase n° 3 : Cette période présente un ralentissement progressif du retrait plastique. Chimiquement, il s'agit en partie d'un enchevêtrement de plus en plus important des particules d'ettringite bloquante produites par l'hydratation du ciment. On se trouve probablement encore dans la période d'accélération de l'hydratation, où les réactions d'hydratation sont régies d'une part par des phénomènes alternés de migration et de précipitation des ions, et d'autre part par diffusion de l'eau entre les pores.

Le retrait du béton est généré par la prise de rigidité du squelette solide (Radocea 1994). Comme l'évaporation continue, la compressibilité et la perméabilité sont diminuées et le gradient de pression augmente. A partir de 4h, le développement de la dépression capillaire prend une forme exponentielle et on peut observer que les formulations contenant le SRA présentent une dépression capillaire plus faible et par conséquent un taux d'évaporation inférieur. En effet plus la dépression capillaire augmente, plus le fluide sera forcé à sortir du réseau poreux et sera soumis à

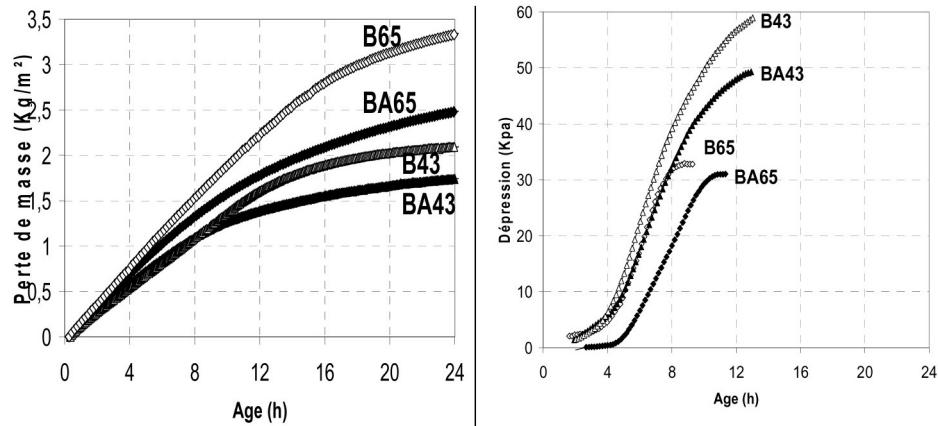


Figure 3. Influence du rapport E/C et de l'addition de SRA sur la perte de masse en condition de séchage modéré en corrélation avec le développement de la pression à une profondeur de 35mm du béton.

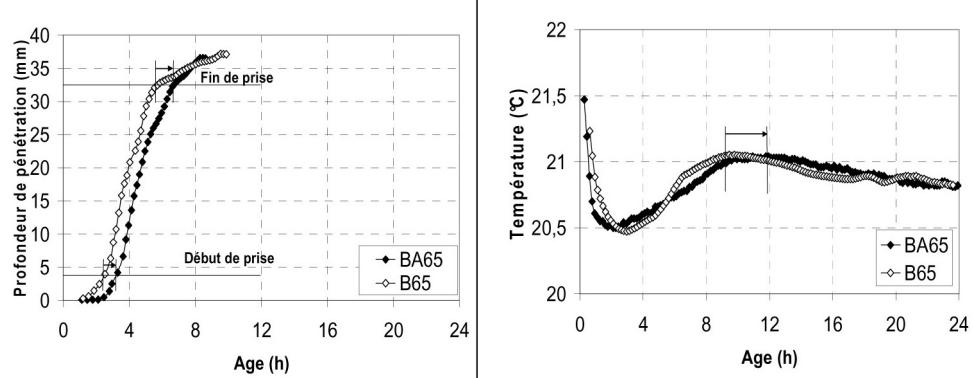


Figure 4. Mesure du temps de début et de fin de prise en corrélation avec le développement de la température pour les B65 et BA65.

l'évaporation (Lura, 2007). De plus, le taux d'évaporation est relié au phénomène de ressuage, qui dépend en même temps du réseau poreux. Les formulations contenant le SRA présentant une meilleure distribution des pores, le taux supérieur de perte de masse pour les deux formulations de base peut être expliqué par des pores plus larges. Ces observations concernant le taux d'évaporation et la dépression capillaire expliquent un taux de retrait plus petit. A la fin de cette période, le retrait horizontal est de plus en plus gêné car le squelette solide a déjà atteint une certaine rigidité et la dépression capillaire n'est plus capable de comprimer le squelette solide et d'obliger l'eau à sortir.

Les mesures de l'évolution de température pour les deux formulations avec et sans SRA (figure 4) montrent qu'elle commence à augmenter graduellement dans le béton approximativement à 4h pendant le pic d'hydratation avec un certain retard pour les formulations contenant le SRA. Ainsi on peut trouver une bonne corrélation entre l'âge auquel le dégagement de chaleur est maximal et la fin de prise. Ensuite la température diminue de nouveau pour atteindre la température ambiante. De plus, on peut remarquer que les variations de température sont peu importantes de l'ordre de 1°C. Par conséquent, le retrait dû au gradient de température est supposé négligeable.

Phase n° 4 : Au cours de cette phase la contraction volumique s'arrête : la courbe de retrait forme un palier. En effet les rayons principaux des ménisques d'eau deviennent très petits pour relier les espaces entre les particules à la surface et l'air pénètre dans le système poreux à partir des pores les plus larges. Une redistribution de l'eau dans le système aura lieu et les pores ne sont plus complètement remplis d'eau.

Des essais de retrait en condition endogène sont aussi effectués pour les deux formulations pour une meilleure compréhension de l'effet de l'agent anti-retrait. Sur la figure 1, on observe approximativement le même taux de retrait avec et sans SRA pour $E/C=0,65$; des résultats similaires ont été obtenus pour $E/C=0,43$. Ce qui montre que le SRA n'a pas d'effet sur le retrait plastique en condition endogène.

3.2 Retrait du béton à l'état durci

3.2.1 Retrait de dessiccation

A long terme, les variations volumiques apparaissent dans le béton pour plusieurs raisons : la variation de la température, le retrait d'autodessiccation (retrait endogène) et la perte de masse du réseau poreux et des gels (retrait de des-

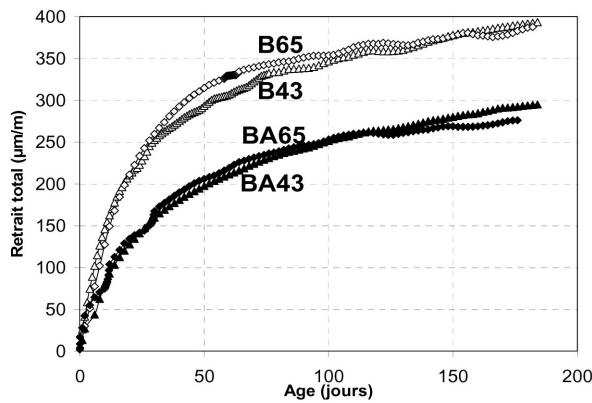


Figure 5. Influence du rapport E/C et de l'addition d'agent compensateur de retrait sur le comportement à long terme du retrait total.

siccation). De plus, la diminution de l'humidité relative dans le réseau poreux provoque des ménisques d'eau qui exercent sur les parois des pores des contraintes importantes et par suite du retrait. Le retrait total est donc égal à la somme des retraits thermique endogène et de dessiccation. Dans ce travail, les spécimens sont maintenus à température constante à 20°C ; par suite les variations de température sont dues aux réactions d'hydratation et peuvent être négligées.

Le retrait total des bétons testés en condition de dessiccation est présenté sur la figure 5. Les courbes de retrait montrent clairement l'effet de l'agent anti-retrait sur la diminution du retrait total de dessiccation. L'addition de l'agent anti-retrait a diminué le retrait de l'ordre de 56 % à 7 jours et 33 % à 70 jours pour E/C=0,65 et 31 % à 25 % pour E/C=0,43 respectivement. La diminution du retrait semble être indépendante du rapport E/C. De plus on peut remarquer que l'effet de l'agent anti-retrait sur la diminution du retrait était plus important pendant les premiers jours. Par suite l'ajout de SRA semble avoir un effet plus grand quand l'humidité relative et la porosité sont relativement plus grandes dans le matériau.

L'effet de SRA est dû surtout à deux phénomènes :

- la redistribution du réseau poreux de la structure en diminuant les pores les plus larges dans ce cas compris entre 0,3 et 1 μm. D'après Konekers (1997), la cinétique d'évaporation est plus grande dans les pores les plus larges. Et d'après le suivi de perte de masse, nous avons observé un taux d'évaporation inférieur pour les formulations contenant le SRA. Donc la saturation liquide baisse moins rapidement dans ces bétons (Bentz, 2001) ;
- la porosité totale est plus grande dans les formulations contenant le SRA ; ce qui peut être dû au retard dans les réactions d'hydratation. Ce qui génère une rétention d'eau plus grande, c'est-à-dire une saturation liquide plus grande qui induit des contraintes internes plus faibles.

Pour calculer le retrait de dessiccation, nous avons estimé qu'il est égal à la différence entre le retrait total et le retrait endogène. Cette simplification permet de tirer des conclusions intéressantes même si l'amplitude n'est pas exacte

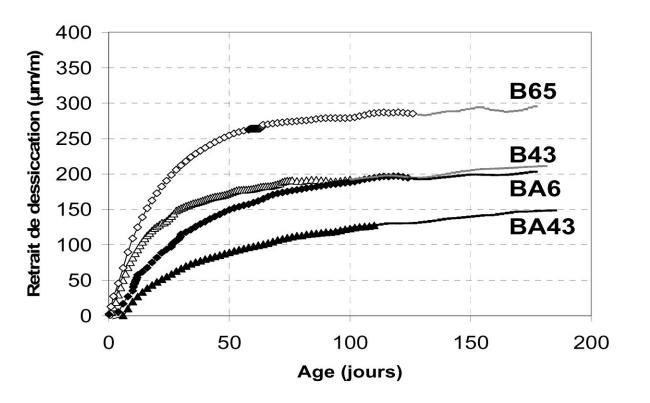


Figure 6. Influence du rapport E/C et de l'addition d'agent anti-retrait sur le retrait de dessiccation.

car les conditions d'échange d'humidité avec l'extérieur influent sur l'hydratation. La figure 6 montre que l'effet du SRA est plus important en condition de dessiccation avec E/C=0,43 plutôt que E/C=0,65. Par suite on peut déduire, comme dans le cas de retrait plastique, que l'agent compensateur de retrait est plus efficace à faible humidité relative.

3.2.2 Retrait endogène

Le retrait endogène est un phénomène lié au retrait chimique et au retrait d'autodessiccation indépendamment de la perte d'eau extérieure et de la variation de la température. Dans notre étude, la composition de la pâte reste constante : les deux compositions testées ont les mêmes rapports E/C et A/C. Par conséquent, le lien entre l'amplitude du retrait endogène et l'effet de l'agent anti-retrait peut être bien observé.

Le retrait endogène reste relativement faible et évolue ensuite lentement (figure 7) : de l'ordre de 69 μm/m pour la formulation de base et 55,4 μm/m pour les formulations contenant le SRA à 90 jours (moins de 20 % de différence) et de l'ordre de 137 μm/m et 118 μm/m pour E/C=0,43 (14 % de différence). La légère différence de retrait endogène entre les deux formulations avec et sans SRA peut être expliquée par le retard initial d'hydratation et par conséquent une diminution du degré d'hydratation.

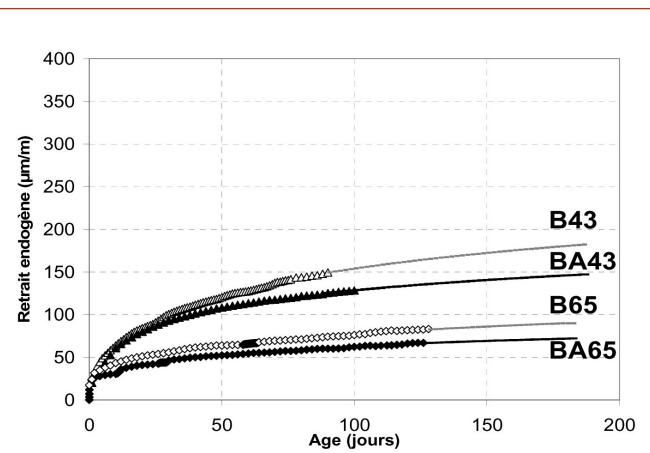


Figure 7. Influence du rapport E/C et de l'addition d'agent anti-retrait sur le retrait endogène.

3.2.3 Perte de masse

La variation de perte de masse a été suivie en parallèle avec le retrait sur des éprouvettes $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ exposées aux mêmes conditions ($\text{HR}=50\%$, $T=20^\circ\text{C}$). Les résultats montrent que la différence entre les deux formulations avec et sans SRA est inférieure à 0,2 % de la masse de l'éprouvette ; ce qui n'est pas assez significatif. De plus, la cinétique est la même pour les deux bétons. Après une évolution très rapide pendant les premiers jours, qui correspond à la phase de perte de masse sans retrait, la masse de l'échantillon semble se stabiliser.

Nous avons aussi tracé l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse (figure 8). Deux phases se distinguent : la première correspond à une perte de masse sans retrait, et la deuxième à une augmentation beaucoup plus rapide et quasi linéaire du retrait en fonction de la perte de masse. Les explications précédentes supposent que la première phase correspond au départ de l'eau de surface, et la deuxième au départ de l'eau contenue dans la masse de l'éprouvette, associée au retrait. On peut remarquer que l'addition de l'agent compensateur de retrait présente une pente inférieure aux autres formulations. Par suite une cinétique de retrait différente.

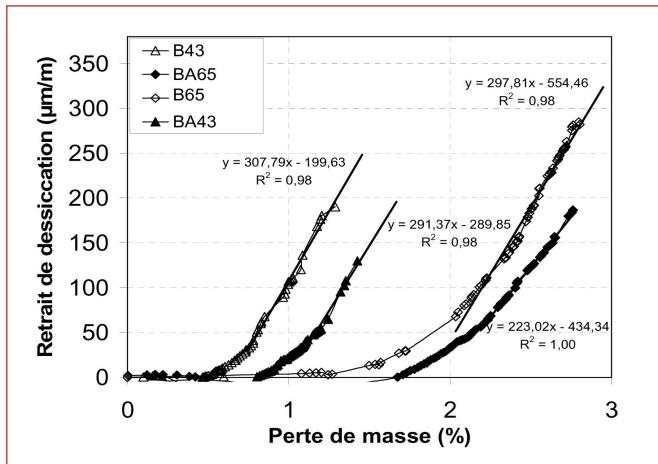


Figure 8. Retrait de dessiccation en fonction de la perte de masse.

3.3 Interprétation des résultats

Selon leur nature les produits de cure ont une grande influence sur les caractéristiques de perméabilité dans les bétons et par conséquent sur leur durabilité. Une étude sur la porosité totale ainsi que la distribution poreuse en complément des mesures de retrait est donc intéressante. De plus elle nous permet de mieux comprendre l'effet de l'agent compensateur de retrait.

Quatre essais de porosimétrie à mercure ont été réalisés. Pour chaque formulation avec et sans SRA nous avons prélevé deux échantillons, l'un au cœur de l'éprouvette et un autre en peau. Les deux échantillons prélevés au cœur et en peau présentent des distributions poreuses quasi identiques. Par contre, la porosité totale de la formulation contenant le SRA (12 %) est plus élevée que celle de la formulation de base (11 %). La plus grande porosité peut être due à la réduction du taux d'hydratation et par consé-

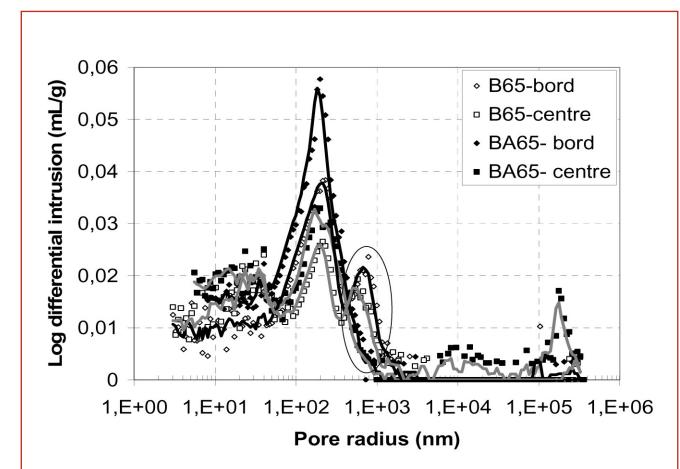


Figure 9. Distribution des diamètres des pores (en nm) pour E/C=0,65 avec et sans SRA.

quent à un retard de prise et un développement de résistance plus lent.

La distribution des pores est présentée en fonction du rayon r (figure 9). Un mode poral supplémentaire dans la formulation de base est observé par rapport à la formulation contenant le SRA pour des diamètres compris entre 0,3 à $1\mu\text{m}$, avec un second pic situé à $0,5\mu\text{m}/\text{m}$. Ceci peut être expliqué par le rôle de prévention de la dessiccation de l'agent compensateur de retrait et par conséquent une meilleure distribution du réseau poreux. Des essais de porosimétrie à l'eau ont aussi été effectués sur des échantillons semblables et les résultats obtenus présentent une porosité supérieure avec les formulations contenant le SRA, ce qui confirme les essais de porosimétrie à mercure. Le mode poral dans les pâtes de ciment ayant une large influence sur le phénomène de dessiccation ainsi que sur le développement de la dépression capillaire, ceci peut expliquer la différence au niveau du séchage et donc du retrait de dessiccation. De plus, l'augmentation de porosité peut expliquer la légère diminution de la résistance en compression (Bentz, 2001). Pour le béton de rapport E/C=0,65, on a observé une diminution de 4 à 7 % de la résistance à 90 jours pour la formulation contenant d'agent compensateur de retrait, et une réduction de 8 à 14 % pour le béton de rapport E/C=0,43 respectivement. Le module d'élasticité variant dans le même sens, la résistance augmente rapidement pendant les premiers jours pour atteindre une valeur de 48,1MPa à 45,2MPa pour B65 et BA65 et 49,9MPa à 49,8MPa pour B43 et BA43 respectivement.

4. CONCLUSION

En se basant sur les résultats expérimentaux obtenus, nous pouvons dégager les conclusions suivantes sur l'effet de l'agent anti-retrait :

- il a un effet retardateur sur la prise en augmentant la maniabilité et la défloction des formulations,
- il a un faible effet sur le retrait plastique pour E/C=0,65, mais un effet plus prononcé a été observé pour E/C=0,43 avec une différence de $300\mu\text{m}/\text{m}$. Les mêmes mesures de retrait plastique effectuées en

condition endogène présentent des comportements similaires et par suite l'agent n'a pas d'effet en condition endogène,

- il réduit le retrait de séchage du béton durci de 56 % à 7 jours et 33 % à 70 jours pour E/C=0,65, et 31 % à 25 % pour E/C=0,43 respectivement. Par suite l'effet de SRA est plus important sur la diminution du retrait au jeune âge. Une légère diminution du retrait est observée en condition endogène de l'ordre de 20 % pour E/C=0,65 et 14 % pour E/C=0,43,
- en ce qui concerne les propriétés mécaniques, il augmente légèrement la porosité totale du béton, et par conséquent diminue la résistance à la compression et le module élastique. De plus il modifie le réseau poreux ; ainsi les formulations témoins ont un réseau poreux supplémentaire pour les pores de diamètre compris entre 0,3 et 1 μ m.

Les résultats montrent clairement l'effet de l'agent compensateur de retrait sur le retrait à faible humidité relative. Le mécanisme de séchage dépend du réseau poreux. Par suite en reliant ces observations aux mesures de la dépression capillaire au jeune âge et des essais de porosimétrie, on peut dire que l'agent compensateur de retrait agit en modifiant le réseau poreux. Cela influe sur les mouvements d'eau et la microstructure et par conséquent sur le retrait.

BIBLIOGRAPHIE

Bentz D.P., Hansen K.K., Geiker M.R., « Shrinkage-Reducing Admixtures and Early Age Desiccation in Cement Pastes and Mortars », *Cement and Concrete Research*, V. 31, No. 7, 2001, pp. 1075-1085.

Jensen O. M., Lura P., « Techniques and materials for internal water curing of concrete », *Materials and Structures*, V.39, 2006, pp. 817-825.

Lura P., Pease B., Mazzotta G. B., Rajabipour F., Weiss J., « Influence of shrinkage-Reducing Admixtures on Development of Plastic Shrinkage cracks », *ACI Materials Journal*, V. 104, N°.2, March-April 2007.

Rozière E., Granger S., Turcry Ph., Loukili A., « Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete », *Cement and Concrete Composites*, Volume 29, Issue 8, September 2007, pp 626-636.

Radocea A., « A model of plastic shrinkage », *Magazine of Concrete Research*, V. 46, No. 167, June 1994, pp. 125-132.

Slowik V., Schmidt M., Fritzsch R., « Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of air entry value », *Cement and Concrete Composites*, 2008.

Turcry P., Retrait et fissuration des bétons autoplancants, influence de la formulation, Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes 2004.

Turcry P., Loukili A., « Evaluation of Plastic Shrinkage cracking of Self-Consolidating Concrete », *ACI Materials Journal*, V.103,N°.4, July-August 2006.

Uno P. J., « Plastic Shrinkage Cracking and Evaporation Formulas », *ACI Materials Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug. 1998, pp. 365-375.

Weiss J., Lura P., Rajabipour F., Sant G., « Performance of Shrinkage-Reducing Admixtures at Different Humidities and at Early Ages », *ACI Materials Journal*, V. 105, No. 5, September-October 2008.

EFFONDREMENT DES TOURS DU WTC : BILAN DES ÉTUDES SCIENTIFIQUES

Jérôme QUIRANT

Laboratoire de Mécanique et Génie Civil

UMR CNRS 5508

Université Montpellier II – CC048

Place Eugène Bataillon – 34095 MONTPELLIER CEDEX 5

1. INTRODUCTION

L'effondrement des tours du World Trade Center le 11 septembre 2001 a été, comme la rupture du pont de Tacoma en 1940, une image qui a marqué l'esprit non seulement des architectes, ingénieurs ou scientifiques, mais aussi et surtout des citoyens. Des ruines de bâtiments avaient pu être observées par le passé, mais jamais d'une telle ampleur et en direct sur les télévisions du monde entier.

De nombreuses études ont été réalisées pour déterminer quels avaient pu être les éléments déclencheurs d'une telle catastrophe. Certaines ont été menées par des agences fédérales américaines (NIST, FEMA), d'autres par des scientifiques ou ingénieurs indépendants (Bazant, Levy, Usmani...).

Le but de cet article est de présenter les conclusions de ces différentes études qui font consensus au sein de la communauté scientifique.

Cette mise au point s'avère nécessaire devant le nombre de théories alternatives qui fleurissent sur internet ou ailleurs, et qui remettent en question ces conclusions. Nous verrons notamment quels sont les points qui peuvent interroger ou choquer un observateur non-averti et parfois nourrir l'imagination collective.

2. L'ANALYSE DE L'EFFONDREMENT DES TOURS 1, 2 ET 7

Il faut souligner en préambule que ce ne sont pas deux buildings qui se sont effondrés mais trois. Les plus connus sont bien sûr les tours jumelles (1 et 2) mais un autre de taille plus modeste (7) s'est écroulé quelques heures plus tard.

Les trois effondrements ont été assez différents et méritent donc un traitement séparé.

2.1. Les tours jumelles

Les tours jumelles ont été conçues à la fin des années 60 et terminées en 1972 pour la tour Nord (1) et 1973 pour la tour Sud (2). Pour bien comprendre le processus qui a mené à l'effondrement et les mécanismes mis en jeu, il faut dans un premier temps détailler la structure porteuse des tours.

2.1.1. Description des tours

Les tours jumelles faisaient 415 et 417 mètres de hauteur pour une surface au sol de 4000 m² (63,5 m x 63,5 m). Elles comportaient toutes les deux 110 étages, la tour Nord supportait en plus une antenne de 110 mètres de haut.



Figure 1. Vue des colonnes du cœur de la tour. Source inconnue.

La structure porteuse était en acier, que ce soit les poutres ou les poteaux. Ces derniers étaient répartis en un réseau périphérique situé sur les quatre façades et un réseau interne constituant le noyau central du bâtiment (Figures 1 et 2). Les planchers étaient soutenus par des poutres treillis reliées d'un côté à une façade, de l'autre au cœur de la tour. Des poutres étaient mises en place aussi transversalement pour stabiliser et rigidifier l'ensemble. Les planchers étaient constitués en partie courante de dalles en béton léger de 1600 kg/m^3 , coulé directement en place sur des bacs acier (Figure 3). Il n'y avait pas de connecteur, les dalles faisaient 10 cm d'épaisseur et étaient armées de treillis soudés.

2.1.2. L'impact

Les premiers facteurs ayant conduit à un affaiblissement de la structure des gratte-ciel, ce sont bien sûr les crashes des deux avions, filmés par de nombreuses caméras. C'est la moitié d'une façade qui a été endommagée sur chacune des tours (dégâts visibles – Figure 4) mais aussi quelques colonnes du cœur (dégâts supposés, évalués par simulation des impacts).

Des modélisations ont été réalisées pour évaluer ces dégâts sur la façade et au cœur (Wierzbicki *et al.*, 2002, Abboud *et al.*, 2003, Karim *et al.*, 2005). Divers cas plus ou moins défavorables pour la structure ont été envisagés dans les simulations du NIST (NIST, Rapport 1-2B, 2005).

Indépendamment de la structure, ce qui a aussi été fortement endommagé lors de l'explosion du kérosène contenu dans les ailes de l'avion (30 000 litres environ) ce sont bien sûr les protections incendies passives. Les poutres treillis soutenant les planchers étaient floquées, les poteaux étaient soit floqués, soit revêtus de plaques de plâtre (NIST, Rapport 1-6A, 2005). Les protections situées à l'étage de l'explosion et dans l'axe de la trajectoire de l'avion ont donc dû être soit détruites, soit sévèrement endommagées.

2.1.3. L'incendie

Suite au crash des avions, de violents incendies se sont déclarés dans les tours. Dans la tour 1, qui a été touchée par le premier avion, le feu aagi durant 102 minutes. La deuxième tour, elle, s'est effondrée après avoir été la proie des flammes pendant 56 minutes.

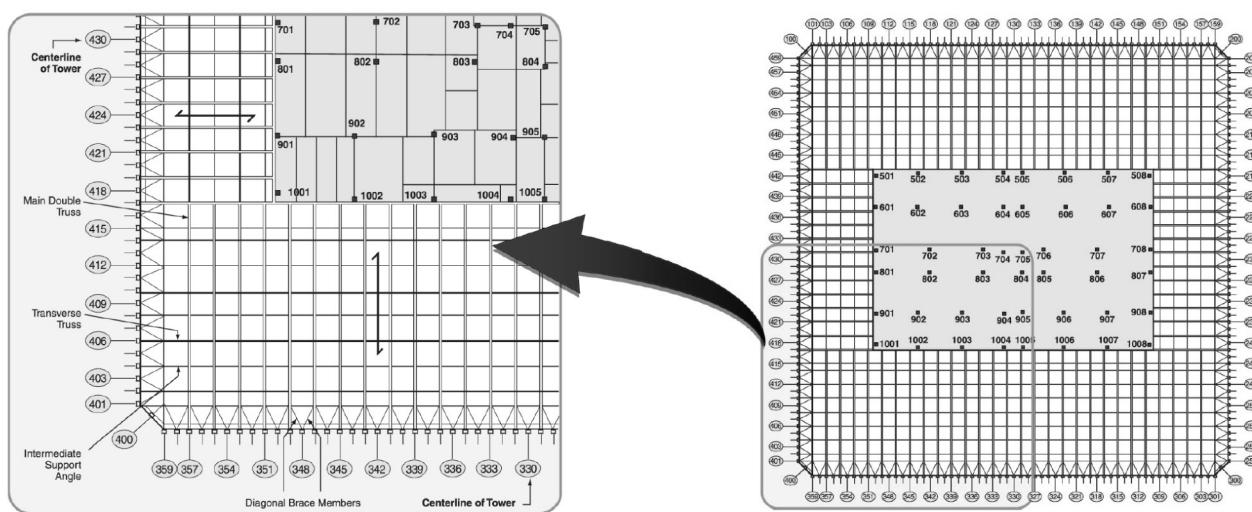


Figure 2. Structure porteuse. Source FEMA, Chapitre 2, 2002.

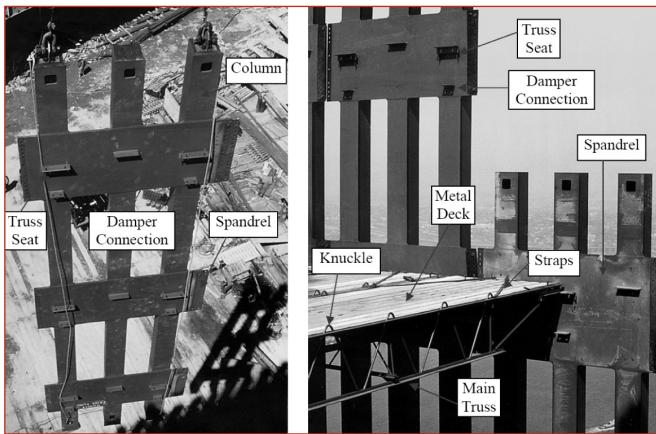


Figure 3. Structure de façade et plancher. Source NIST, Rapport 1, 2005.



Figure 5. Des flammes sur plusieurs étages de la tour Nord. Source inconnue.

Pour la modélisation de la montée en température des étages touchés par l'incendie, le NIST a reconstitué des cellules simples correspondant à une unité de travail rencontrée classiquement dans l'*open space* des différents étages des tours (NIST, Rapport 1-5C, 2005). Plusieurs unités de travail en feu ont aussi été testées (NIST, Rapport 1-5E, 2005). Cela a permis d'évaluer la quantité de combustible disponible et de simuler la propagation de l'incendie après une étude minutieuse des différentes photos et vidéos (NIST, Rapport 1-5A3 et 1-5A4, 2005). Ces observations ont montré que les flammes s'étalaient sur de nombreux étages à différents endroits (Figure 5).

Divers cas ont été étudiés, en fonction de la quantité de combustible supposée disponible. Les températures ambiantes maximales atteignaient des pics de 1000°C sur des durées de 15 à 20 minutes (NIST, Rapport 1-5, 2005). D'après la simulation de l'ambiance d'exposition, de la géométrie et de la protection des différents éléments, l'acier a pu monter selon les endroits jusqu'à 700, 800 ou 900°C (NIST, Rapport 1-5G, 2005). Des températures pour lesquelles l'acier perd, bien entendu, la majeure partie de sa résistance et de sa rigidité.

2.1.4. L'effondrement

Ce qui a pu être observé au travers des photos et des vidéos, c'est une rupture des liaisons de certains planchers sous l'effet de la chaleur (NIST, Rapport 1-5A2).

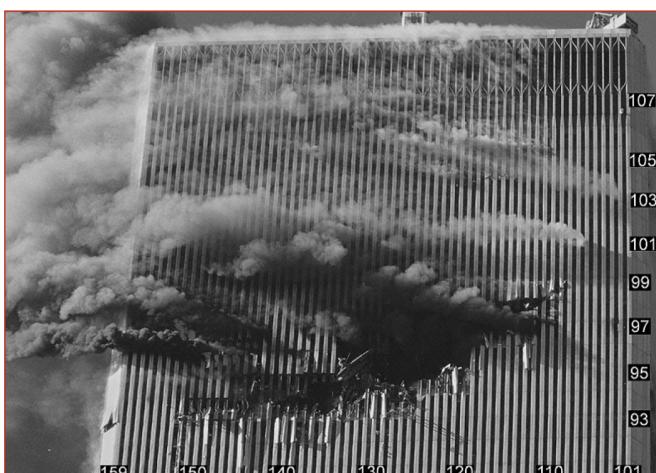


Figure 4. Dégâts produits par l'impact du premier avion sur la tour Nord. Source NIST, Rapport 1-5A, 2005.

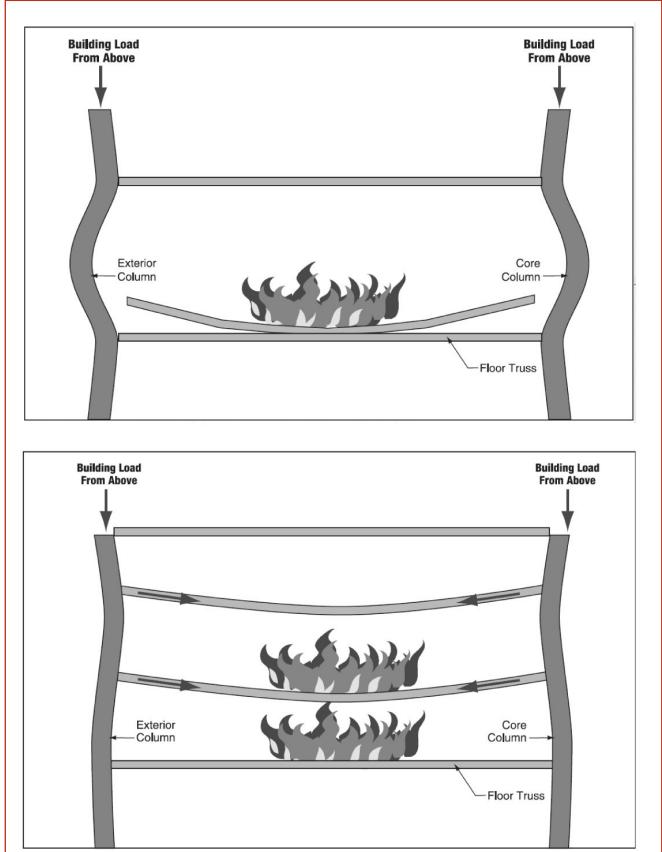


Figure 6. Le premier schéma montre la perte de stabilité latérale des poteaux suite à la rupture de certains planchers. Le deuxième présente l'effet funiculaire pour ceux encore accrochés : des efforts de traction parasites sont induits. Source FEMA, Chapitre 2, 2002.

Cette perte de stabilisation latérale, conjuguée à un effet funiculaire des planchers encore arrimés sur les façades, a causé le flambement des poteaux périphériques comme ce fut visible sur plusieurs vidéos (Figures 6 et 7).

La recherche des causes plus précises et détaillées de l'effondrement a donné lieu à plusieurs théories, suivant la prise en compte ou non des dilatations thermiques, d'une présence résiduelle ou non du flocage au niveau de l'étage du crash, etc.

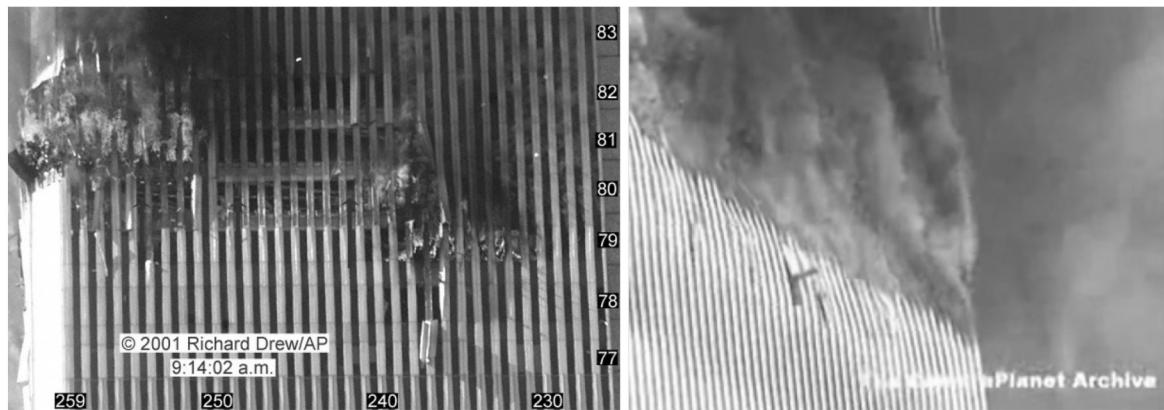


Figure 7. Rupture des liaisons des planchers et flambement des poteaux en façade. Source NIST, Rapport 1-5A2, 2005.

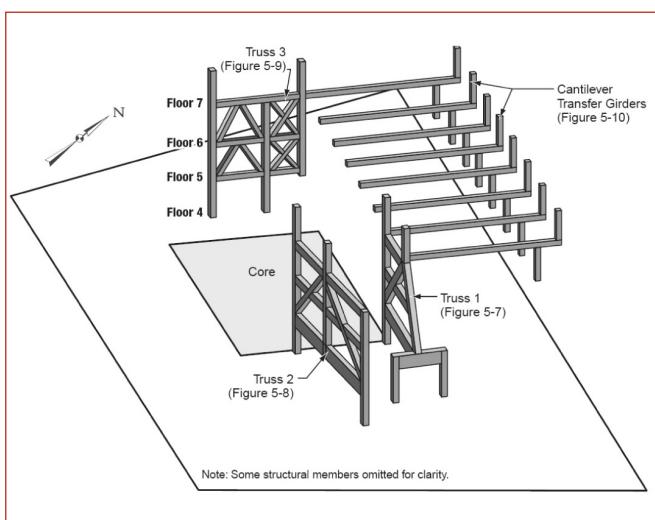


Figure 8. Report des charges au cœur du bâtiment 7.
Source FEMA, Chapitre 5, 2002.

Je citerai ici quelques articles, par ordre de parution : Bazant *et al.*, 2002, Quintiere *et al.*, 2002, FEMA, 2002, Usmani *et al.*, 2003, Abboud *et al.*, 2003, NIST, 2005, Flint 2005, Flint *et al.*, 2006, Usmani, 2006, Suzuki 2007. A lire aussi le livre plus généraliste de Levy *et al.*, 1994.

Assez logiquement, même si nous pouvons trouver quelques différences sur les facteurs les plus influents, toutes ces études concluent qu'entre les redistributions de charges induites par le crash des avions et la perte de rigidité de l'acier en raison de sa montée en température, cela suffisait pour qu'un (ou plusieurs) étage(s) cède(nt) complètement.

Nous présenterons un peu plus loin comment certains auteurs ont pu montrer qu'une fois l'effondrement d'un étage amorcé, la chute du bloc en mouvement ne pouvait s'interrompre.

2.2. Le bâtiment 7

Comme pour les tours jumelles, nous allons voir que la structure particulière du bâtiment est un élément à prendre en compte pour comprendre les détails de son effondrement.

2.2.1. La constitution du bâtiment

Le WTC7 était un bâtiment nettement moins élancé que les tours jumelles, il a été terminé en 1980. Il faisait 173 mètres de haut (47 étages) et il était de forme trapézoïdale. L'édifice a été construit au dessus d'un bâtiment réalisé au préalable (*Con Ed substation*) ce qui a nécessité une descente de charge non conventionnelle pour pouvoir transférer les efforts vers les fondations existantes.

La modification en cours de projet de l'emprise au sol et le franchissement de grandes portées ont également compliqué le report des charges. Cette redistribution s'est faite au travers de portiques et de poutres de grande portée (Figure 8).

2.2.2. Les dégâts dus à l'effondrement du WTC1

Suite à l'effondrement de la tour 1, les débris ont fortement endommagé les façades des immeubles environnants (Figure 9).

La tour 7 se trouvait à seulement 110 mètres de la tour Nord. Avec la poussière qui a été produite par les effondrements et la fumée des incendies sur d'autres bâtiments (4, 5, 6) il n'a pas été possible d'avoir une vue d'ensemble donnant l'état général de la façade du bâtiment 7 située du côté de l'effondrement. Néanmoins, les dégâts ont pu être

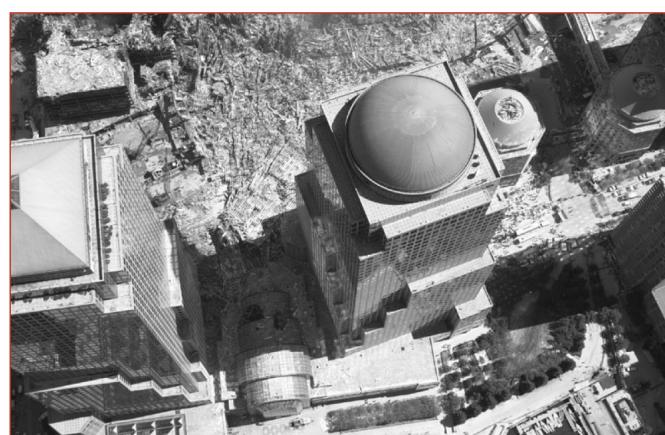


Figure 9. Des dégâts sur des bâtiments situés à 175 mètres des tours. Source inconnue.

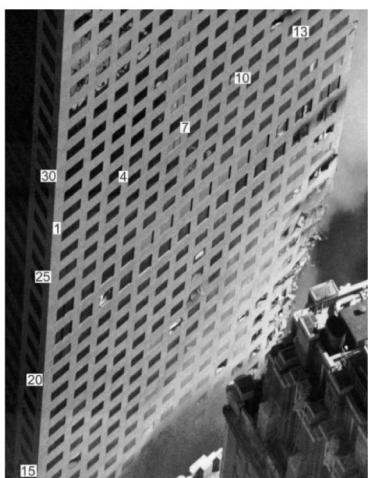


Figure 10. Dégâts causés par la chute de la tour 1 sur l'angle Sud-Ouest du bâtiment 7. Source NIST, Rapport 1-9-1, 2008.

recensés par recoupement des témoignages et des photos (Figure 10) ou vidéos donnant des vues partielles du bâtiment (NIST, Rapport 1A, 2008).

2.2.3. L'incendie

Suite à la chute des débris du WTC1 sur et dans le bâtiment 7, un important incendie s'est déclaré. Plusieurs étages ont été touchés. La fumée produite se dégageait sur toute la hauteur du bâtiment, parfois à des vitesses très élevées comme cela a pu être observé sur certaines vidéos (Figure 11).

Il est important de souligner que les pompiers ont été évacués très vite du bâtiment. Suite à l'effondrement des deux premières tours, les autorités ne voulaient pas de nouvelles pertes humaines et souhaitaient concentrer les secours sur les décombres encore fumants des tours jumelles. Les protections actives (*sprinklers*) étant inopérantes suite à la rupture de certains réseaux consécutive à l'effondrement des deux premières tours (FEMA, Chapitre 5, 2002), l'incendie s'est rapidement propagé.

2.2.4. L'effondrement

La ruine du WTC7 s'est produite 7 heures environ après l'apparition des flammes. Elle a été très différente de celle



Figure 11. La fumée sortant du WTC7 filmée lors d'un reportage de CBS. Source NIST, Rapport 1-9-1, 2008.

des tours jumelles dans la mesure où c'est le bas du bâtiment qui a cédé en premier.

Malheureusement, aucune vidéo n'a pu filmer le pied de la tour au moment de la chute ce qui n'a pas facilité la compréhension du processus ayant conduit à l'effondrement. Néanmoins, les simulations du NIST ont montré que la dilatation thermique de certaines poutres a conduit à solliciter au-delà de leur capacité des liaisons affaiblies par la montée en température (NIST, Rapport 1A, 2008). Avec cette rupture des liaisons, les poteaux ont perdu leur stabilité horizontale et se sont affaissés (Figure 12).

Cette interprétation est corroborée par les vidéos de l'effondrement qui ont montré que le bâtiment s'est écroulé en deux séquences. Dans un premier temps, la partie Est de la toiture s'est effondrée, laissant penser à une défaillance importante de la structure interne, puis 7 secondes après, c'est l'autre partie de toiture et les façades qui sont tombées.

3. DES QUESTIONS D'UN OBSERVATEUR NON-AVERTI AUX HYPOTHÈSES HASARDEUSES...

Malgré ces nombreuses études, reconnues par les pairs, une partie du public et quelques scientifiques sont restés sceptiques devant les explications avancées par le NIST ou d'autres.

Des questions liées au caractère soudain et exceptionnel de ces effondrements ou à des observations pointilleuses de vidéos ont été soulevées. Nous allons voir dans un premier temps quelles sont ces interrogations et ensuite quelles ont été les réponses apportées sur le plan scientifique.

3.1. Des images marquantes, des questions légitimes

Une structure massive

Une question récurrente pour l'observateur non-averti est la défaillance des poteaux : comment des éléments aussi ‘massifs’ ont-ils pu se rompre ? Il est vrai que certains avaient des épaisseurs de semelle de 7 à 8 centimètres... Pour quelqu'un de non initié qui voit les photos des décombres et qui ne connaît ni le comportement au feu de l'acier, ni le phénomène de flambelement, il est effectivement difficile d'imaginer comment une telle structure a pu céder.

Un effondrement total

Au vu de la structure massive et intacte en dessous des incendies, pourquoi le processus d'effondrement ne s'est-il pas interrompu ? Il est vrai après tout, qu'un ou deux étages en dessous du foyer, la structure avait conservé toute sa capacité portante.

Une chute verticale de la tour sur sa base

Pourquoi cet effondrement s'est-il produit de façon parfaitement verticale et rectiligne alors qu'au moins l'une des

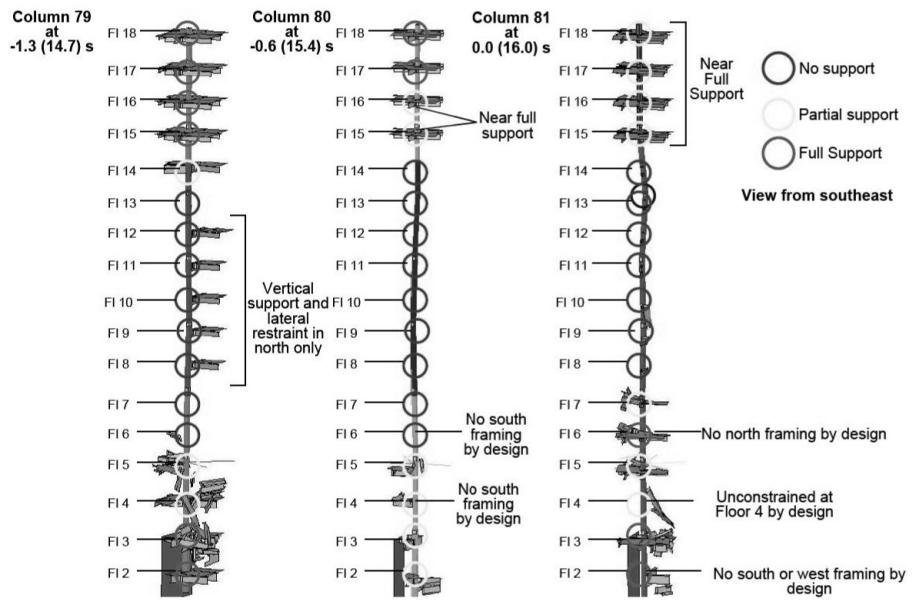


Figure 12. Rupture des liaisons entre planchers et poteaux sur la structure interne de la tour. Source NIST, Rapport 1-9-1, 2008.

tours s'est fortement inclinée au départ ? Compte tenu de la hauteur des tours, c'est un élément qui peut surprendre.

Un temps de chute très rapide

Une fois l'effondrement amorcé, il a été très rapide. Non seulement la chute s'est produite symétriquement pour les deux tours mais avec une accélération proche de celle de la pesanteur. Pour la tour 7, ce fut pire puisque la façade extérieure s'est effondrée dans un premier temps comme si elle était en chute libre. Comment est-ce possible ?

Des « explosions » sur les façades

Sur les vidéos des deux tours jumelles, au moment de la chute, il a pu être observé de violentes ruptures de vitrages sur les façades, avec de puissants jets de matière. Les anglophones ont appelé cela des ‘squibs’. Qu'est ce qui a pu provoquer ce phénomène ?

Un béton pulvérisé

Très peu de béton était visible dans les décombres et le nuage de poussière a été immense lors de l'effondrement des tours. Comment le béton a-t-il pu être pulvérisé à ce point ?

3.2. D'autres explications ?

Devant un tel amoncellement de questions qui heurtent le bon sens populaire, bon nombre de personnes, et parmi elles des scientifiques, ont échafaudé de nouvelles théories pour expliquer ces phénomènes.

Les scientifiques ou ingénieurs qui ont proposé ces thèses ont à peu près tous soutenu (et soutiennent encore) que les observations qui ont pu être faites sont *des preuves de l'utilisation d'explosifs*. Pour eux, les tours ne se seraient donc pas effon-

drées du seul fait des incendies et de la gravité, mais en raison d'un acte conscient et volontaire de *démolition contrôlée*. Aucun article soutenant la théorie des démolitions contrôlées n'a été publié dans des revues à comité de lecture à l'exception de celui de Jones (Jones *et al.*, 2008). Mais c'était plus une demande d'explications complémentaires sur les phénomènes observés que l'exposé d'une nouvelle théorie. Cette non-diffusion dans des revues spécialisées tient sans doute à la faiblesse de l'argumentation, nous y reviendrons. Ces insuffisances sont aussi probablement dues au fait qu'aucun des ingénieurs ou scientifiques qui ont essayé de soutenir leurs thèses au travers d'articles n'est spécialiste de génie civil. Mis à part un architecte (Gage), on trouve des physiciens (Jones, Ryan...), des chimistes (Harrit, Legge...), un mathématicien (Kuttler) ou des ingénieurs de mécanique (Ross, Szamboti...). Pour pouvoir diffuser leurs écrits, Jones a même dû créer un site internet : www.journalof911studies.com. Des philosophes ou des théologiens ont également rejoint le mouvement et proposent aussi leurs propres articles, parfois techniques (!), sur le site.

Concernant les démolitions contrôlées, nous passerons ici sur les motivations qui auraient guidé de tels actes et leurs auteurs, cela n'a aucun intérêt sur le plan scientifique. Dans ce qui suit, nous nous intéresserons donc à ces théories alternatives sur un plan purement technique.

Des explosifs pour saper les colonnes...

Compte tenu de la structure assez résistante des tours – elles ont tout de même résisté au crash d'un avion – il a été suggéré que des explosifs avaient été mis en place pour saper les colonnes. Des produits incendiaires destinés à faire fondre l'acier rapidement, ‘thermite’ ou ‘thermate’, auraient également pu être utilisés.

Jones est l'un des plus ardents défenseurs de cette théorie. Il a pour cela analysé de la poussière et de l'acier recueillis sur les lieux de l'effondrement pour essayer de trouver des résidus de ces produits dans les débris. D'autres scientifiques ont fortement remis en question ses conclusions (Greening, 2006).

Ce qui est incontestable, c'est que l'acier n'avait pas besoin de fondre pour que les poteaux cèdent. Les études du comportement de l'acier au feu montrent que des poutres sollicitées initialement à 50 % de leur limite élastique peuvent entrer en flambement même si l'élévation de température est très faible : 250 à 300 °C à peine, même pour de faibles élancements (Huang *et al.*, 2006, Tan *et al.*, 2009). Compte tenu de la redistribution des charges et de la détérioration des protections incendies causées par le crash des avions, il est évident que certains éléments se sont retrouvés à un tel niveau de sollicitation (mécanique et thermique) qu'ils ne pouvaient plus résister suffisamment.

L'effet système et la coiffe (*heat-truss*) qui rigidifiait la tour en solidarisant le cœur et la structure périphérique (NIST, Rapport 1-6D, 2005) ont permis de transférer progressivement la charge des colonnes défaillantes vers celles encore résistantes, évitant ainsi un effondrement partiel. C'est lorsqu'un nombre trop important de poteaux ont été sollicités à leur limite de résistance que l'effondrement global d'un ou plusieurs étages s'est produit.

L'effondrement aurait dû s'arrêter...

Beaucoup d'auteurs ont essayé de démontrer que même amorcé, l'effondrement aurait dû s'arrêter du fait que la structure était intacte en dessous des crashes. C'est notamment le cas de Ross (Ross, 2006) qui a publié un article sur le site internet de Jones.

Que les auteurs souhaitent démontrer l'arrêt ou la poursuite de l'effondrement, tous passent par une première étape où ils considèrent qu'un bloc de plusieurs étages chute sur une structure intacte située juste en dessous. La hauteur d'un étage étant de 3,75 m, il est possible de calculer l'énergie cinétique acquise par le bloc supérieur supposé en chute libre.

Le processus d'effondrement peut être considéré stoppé si la structure impactée est capable d'absorber l'énergie acquise par le bloc en mouvement. Pour cela, plusieurs possibilités sont offertes : énergie de déformation élastique, plastique, pulvérisation et éjection des matériaux, etc. Bazant a montré (Bazant *et al.*, 2002a, Bazant *et al.*, 2007) que même en prenant un cas extrêmement favorable (les poteaux chutent sur ceux d'en dessous et transmettent directement l'effort dynamique correspondant) l'énergie élastique et la formation de trois rotules plastiques n'étaient pas suffisantes pour stopper le bloc supérieur (Figure 13).

Pour arriver à stopper l'effondrement, Ross propose, lui, que toutes les colonnes de l'étage impacté présentent des déformations plastiques de 3 % en compression sur toute leur hauteur (!) et ce **avant** (!!!) que n'apparaissent les rotules plastiques dues au flambement. Ses autres calculs sont tout aussi discutables avec notamment la prise en compte d'une dissipation d'énergie identique sur le bloc supérieur et celui impacté.

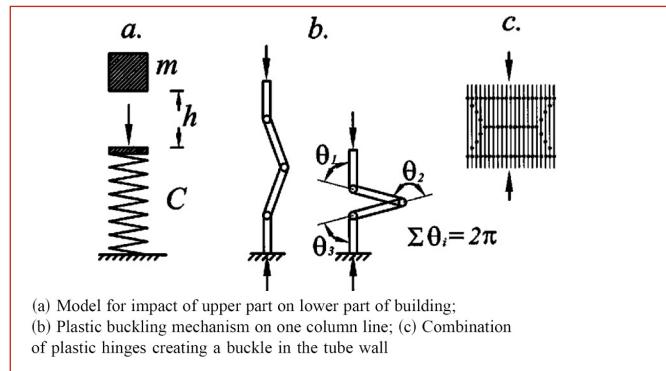


Figure 13. Modèle utilisé par Bazant pour expliquer la rupture successive des poteaux.

Un effondrement ne peut pas se produire de façon aussi 'propre' et aussi rapidement...

La façon dont la ruine des tours 1 et 2 s'est produite a été aussi beaucoup commentée. La vitesse de l'effondrement a été évaluée. Devant la réalité des faits, les thèses alternatives sont progressivement passées d'une accélération soi-disant équivalente à la chute libre, à 70 % seulement (Mc Queen *et al.*, 2009). Dans leurs calculs, les auteurs ont aussi corrigé légèrement les hypothèses de Ross en abaissant la déformation plastique avant flambement à 1,5 %. Comme lui, ils considèrent que la même énergie est dissipée dans le bloc supérieur. Tout cela mériterait une explication et un schéma pour montrer comment se forment, entre autres, les rotules plastiques au dessus de l'impact... Notons que cette accélération inférieure à celle de la pesanteur montre bien que les étages en dessous ne se sont pas 'effacés' sous l'action d'explosifs et qu'ils ont effectivement résisté.

Pour expliquer l'effondrement suivant l'axe de la tour, la constitution du building avec un noyau central rigide peut être une piste. La chute semble s'être produite comme les pièces d'un jeu d'enfant qui sont empilées sur un axe. Cela rejoint la théorie du '*pancake*' qui a été avancée par la FEMA pour l'effondrement (FEMA, Chapitre 2, 2002).

Concernant la tour 2 qui s'est assez fortement inclinée lors de l'amorce de l'effondrement en raison de l'impact excentré de l'avion et de feux concentrés sur un côté du bâtiment, il faut souligner que même pour la plus forte déviation observée, l'aplomb du centre de gravité du bloc supérieur n'a jamais quitté la base de la tour. Il est donc resté à l'intérieur de la ceinture constituée par les poteaux périphériques. L'inclinaison de ce bloc était semblable à celle d'un basculement à charnière haute utilisé en démolition contrôlée. La bascule ne s'est probablement pas produite complètement en raison de la rupture prématuée de la charnière sous l'effet de l'action dynamique horizontale liée à ce processus d'effondrement (Bénazet, 1997, Bazant *et al.*, 2002, 2008).

Quant à la tour 7, l'accélération observée fut encore plus rapide, au moins pour la façade. En effet, comme indiqué précédemment, l'effondrement de ce bâtiment s'est produit en deux temps avec d'abord un effondrement interne, puis la façade n'étant plus tenue, un flambement des poteaux extérieurs sur une grande hauteur. Il est probable que l'énergie plastique dissipée dans la déformation de ces

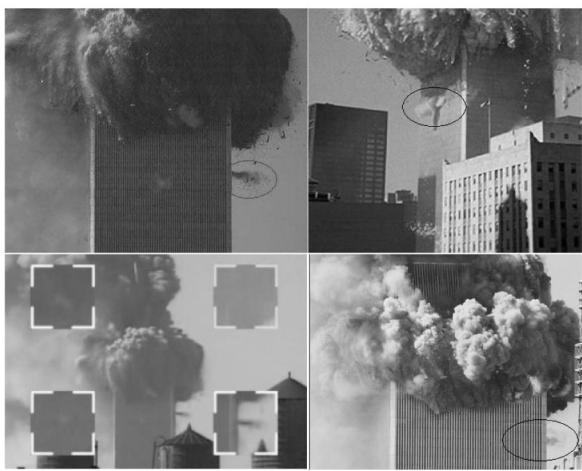


Figure 14. Les ‘squibs’ observés lors de l’effondrement des tours 1 et 2. Source inconnue.

poteaux était faible, ce qui n'a pas permis de consommer une quantité significative de l'énergie potentielle totale disponible (NIST, Rapport 1-9, 2008). D'où cette chute initiale extrêmement rapide.

Des signes d'« explosions » sur les façades...

L'expulsion de matériaux sur les façades lors de la chute des tours 1 et 2 (Figure 14) est avancée par les partisans de cette thèse comme une autre preuve de l'utilisation d'explosifs.

En fait, sans aller chercher si loin, ces ‘squibs’ ont été interprétés par beaucoup de scientifiques ayant étudié le cas comme un effet de la chute successive des planchers les uns sur les autres : cela a mis le bâtiment en surpression. Comme les vitrages étaient intacts en dessous des incendies, l'air ne pouvait s'évacuer et la surpression s'est communiquée au travers des circulations verticales à tout le bâtiment.

Bazant a même proposé une évaluation de cette surpression et de la vitesse de l'air éjecté dans son dernier article (Bazant *et al.*, 2008).

Il faut également noter que ces ‘squibs’ apparaissent au cours de la chute de manière totalement anarchique, tantôt très près du front de l'effondrement, tantôt très loin. C'est totalement incohérent avec une démolition contrôlée où le déclenchement des explosions se gère de manière très précise avec des retards de quelques fractions de secondes.

Le béton ne peut être totalement pulvérisé du seul fait d'un effondrement gravitaire...

Le gigantesque nuage de poussière généré lors de la chute des tours est aussi un élément qui est utilisé pour attester de la présence d'explosifs dans les bâtiments. En fait, si on se rappelle que le béton utilisé n'avait pas vraiment de rôle structurel (pas de connecteur avec les poutres treillis) et qu'il était très léger (1600 kg/m^3), on comprend bien que sa résistance ne devait pas être exceptionnelle.

L'énergie de fracturation d'un béton a été chiffrée par différents auteurs (Telford, 1991, Bazant *et al.*, 2002b) et a servi de base pour l'évaluation de l'énergie nécessaire pour sa pulvérisation. Ce chiffrage a fait couler beaucoup d'encre, mais ce débat traduisait surtout une mauvaise

connaissance par certains auteurs des nettes différences de comportement du béton en fonction du type de sollicitation appliquée.

Il faut surtout souligner que le nuage de poussière n'était pas constitué que de béton mais aussi de bon nombre d'autres matériaux bien moins résistants, et notamment de plâtre, présent en quantité dans les tours.

En outre, compte tenu de l'énorme énergie potentielle liée à la masse des tours (près de 300 000 tonnes) et leur hauteur, il a été montré que l'énergie nécessaire à la pulvérisation de ce béton était une fraction assez faible de l'énergie totale disponible (Greening, 2006, Bazant *et al.*, 2008).

3.3. Bilan du questionnement sur les effondrements

Finalement, après avoir passé en revue les différentes questions posées par l'effondrement des tours, nous avons vu que la thèse effarante des explosifs (utilisés en sus des avions kamikazes !) n'était absolument pas nécessaire pour y répondre. Jusqu'à preuve du contraire, c'est plus un déficit d'explication de la part des scientifiques et une mauvaise connaissance des propriétés des matériaux ou de la mécanique des structures qui ont amené des gens mal informés à les avancer.

Ces personnes ont produit des documents qui n'ont aucune base scientifique mais qui continuent à être diffusés sur internet et sont considérés comme des références par d'autres auteurs (Legge, 2009), dans un auto-référencement circulaire assez pervers. C'est vrai dans le domaine de la mécanique des structures, mais aussi dans le domaine de la chimie (Quirant, 2009) où des auteurs tentent de trouver des traces d'explosifs dans les poussières recueillies après les effondrements.

4. CONCLUSION

Cette étude bibliographique doit permettre, à ceux qui le souhaitent, de trouver rapidement les références d'éléments fiables et reconnus sur ce qui a pu être observé lors de la chute des tours du World Trade Center le 11 septembre 2001. Nous avons vu que l'intérêt des scientifiques pour l'étude et la modélisation du ‘progressive collapse’ s'est fortement accru après la catastrophe. Actuellement, des recommandations techniques sont en phase finale d'élaboration pour éviter que de tels drames se reproduisent (NIST 2009). Des règles de conception sont données à la fois pour les structures acier et béton. Il faut souligner que le document fait souvent référence aux Eurocodes qui seront très prochainement les règles communes applicables au niveau européen.

Mais sur un plan plus général, la propagation grandissante des théories alternatives, sans aucun fondement scientifique, sur internet ou ailleurs (cf. la distribution récente de films en salle ou en DVD comme ‘Loose change’ ou ‘Zéro’), doit amener notre communauté à s'interroger. N'y aurait-il pas un manque de vulgarisation scientifique de notre part ? Un déficit dans notre communication qui ne permettrait pas au plus grand nombre de faire le tri entre ce qui relève de la science

et ce qui n'en relève pas ? Il est certes bien plus facile et accrocheur de faire dans le sensationnel que de proposer des articles scientifiques ou techniques accessibles au plus grand nombre...

La recherche documentaire ayant conduit à cet article a néanmoins permis la création en parallèle d'un site internet pour le grand public (Quirant, 2008). Le but était justement de rendre abordables des notions techniques souvent incompréhensibles pour les non-initiés. C'est déjà un point de repère, mais d'autres initiatives de ce genre ou sous d'autres formes sont souhaitables, pour que cesse vraiment l'échafaudage de ces théories pseudo-scientifiques et trompeuses.

5. BIBLIOGRAPHIE

- Abboud N., Levy M., Tennant D., Mould J., Levine H., King S., Ekwueme C., Jain A., Hart G., « Anatomy of a disaster : a structural investigation of the World Trade Center collapses ». *Proceedings of the Third Congress on Forensic Engineering*, San Diego, American Society of Civil Engineers, pp. 360-370, 2003.
- Bazant Z. P., Zhou Y., « Why did the World Trade Center collapse? – Simple Analysis », *Journal of Engineering Mechanic*, ASCE, 128 (1), pp. 2-6, 2002.
- Bazant Z. P., Becq-Giraudon E., « Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard », *Cement and Concrete Research*, pp. 529-556, 2002.
- Bazant Z. P., Verdure M., « Mechanics of progressive collapse: learning from world trade center and building demolitions », *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 133(3), pp. 308-319, 2007
- Bazant Z. P., Le J.-L., Greening F.G., Benson D.B., « What did and did not cause collapse of WTC Twin Towers in New-York », *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 134, pp. 893-906, 2008.
- Bénazet J., « Techniques des démolitions à l'explosif », *Techniques de l'Ingénieur*, 1997
- FEMA, Federal Emergency Management Agency, « World Trade Center building performance study », <http://www.fema.gov/rebuild/mat/wtctestudy.shtml>, 2002.
- Flint G., Fire induced collapse of tall buildings, Thèse, University of Edinburgh, 2005.
- Flint G., Usmani A.S., Lamont S., Torero J., Lane B. « Effect of fire on composite long span truss floor systems », *Journal of Constructional Steel Research*, 62 (4), pp. 303–315, 2006.
- Greening F.G., Sulfur and the World Trade Center Disaster, <http://www.911myths.com/Sulfur.pdf>, 2006.
- Greening F.G., Energy transfer in the WTC collapse, <http://www.911myths.com/WTCREPORT.pdf>, 2006.
- Jones S. E., Legge F. M., Ryan K. R., Szamboti A. F., Gourley J. R., « Fourteen points of agreement with official government reports on the World Trade Center destruction », *The open civil engineering journal*, Volume 2, 2008.
- Huang Z.-F., Tan K.-H.i, Ting S.-K., « Heating rate and boundary restraint effects on fire resistance of steel columns with creep », *Engineering Structures*, 28, pp. 805-817, 2006.
- Karim M. R., Hoo Fatt M. S., « Impact of the Boeing 767 aircraft into the World Trade Center », *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 131 Issue 10, p1066-1072, 2005.
- Legge F., « Controlled Demolition at the WTC: a Historical Examination of the Case », <http://www.journalof911studies.com/>, 2009.
- Levy M. et Salvadori M., *Why buildings fall down*, ISBN 0393033562, 1994.
- Mac Queen G., Szamboti T., « The missing jolt: a simple refutation of the NIST-Bazant collapse hypothesis », <http://www.journalof911studies.com/>, 2009.
- NIST, National Institute of Standards and Technology, NIST and the World Trade Center, <http://wtc.nist.gov/>, Rapports WTC 1 et 2, 2005.
- NIST, National Institute of Standards and Technology, NIST and the World Trade Center, <http://wtc.nist.gov/>, Rapports WTC 7, 2008.
- NIST, National Institute of Standards and Technology, NIST and the World Trade Center, Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings – <http://wtc.nist.gov/media/StructuralFireResistance.htm> – Draft – (NISTIR 7563), 2009.
- Quintiere J. G., di Marzo M., Becker R., « A suggested cause of the fire-induced collapse of the World Trade Towers », *Fire Safety Journal*, Vol. 37, No. 7, 2002.
- Quirant J., Attentats du 11/09 : Mythes et Légendes, www.bastison.net, 2008.
- Quirant J., Article de Harrit et al. : Analyse et commentaires ou la démarche scientifique appliquée à l'étude des poussières du WTC, http://www.bastison.net/RESOURCES/Critique_Article_Harrit.pdf, 2009.
- Ross G., « Momentum transfer analysis of the collapse of the upper storeys of WTC1 », <http://www.journalof911studies.com/>, 2006.
- Suzuki J., « Structural redundancy and effect of seismic design on ultimate temperature of steel frames exposed to fire », *Fire Science and Technology*, Vol.26 No.3, pp. 93-296, 2007.
- Tan K.H., Yuan W.F., « Inelastic buckling of pin-ended steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution », *Journal of Constructional Steel Research*, 65, pp. 132-141, 2009.
- Telford T, CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, 1991.
- Usmani A. S., Chi Chung Y.., Torero J. L., « How did the WTC towers collapse? A new theory », *Fire Safety Journal*, Vol. 38, No. 6, 2003.
- Usmani A. S., « Stability of the World Trade Center Twin Towers structural frame in multiple floor fires », *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 131, No. 6, 2006.
- Wierzbicki T., Xue L., Hendry-Brogan M., « The Towers Lost and Beyond – Aircraft impact damage », <http://web.mit.edu/civenv/wtc/>, Massachusetts Institute of Technology, 2002.

MODÉLISATION NON LINÉAIRE D'ASSEMBLAGES BOIS-MÉTAL SOLlicités EN FLEXION

**Bohan XU, (Doctorant)
Abdelhamid BOUCHAIR, (PR)
Mustapha TAAZOUNT (MCF)**

LaMI, Laboratoire de Mécanique et Ingénieries
Polytech'Clermont-Ferrand, Université Blaise Pascal
BP 206, 63174 Aubière Cedex

bohan.xu@cust.univ-bpclermont.fr ; bouchair@cust.univ-bpclermont.fr ; taazount@cust.univ-bpclermont.fr

1. INTRODUCTION

Les liaisons par broches ou boulons, largement utilisées dans les structures en bois, sont conçues pour transmettre des efforts de cisaillement et des moments de flexion entre les éléments assemblés tels que les poteaux et les poutres dans un portique traditionnel. Pour ce type de liaison, les assemblages bois-bois avec broches ou boulons, sont souvent utilisés avec ou sans renforcement par plaques collées en contre-plaquée ou autres matériaux (Bouchair et al., 2007 ; Guan et al., 2001). Pour répondre à certaines exigences architecturales, de résistance mécanique et de tenue au feu, les assemblages bois-bois sont souvent remplacés par des assemblages mixtes bois-métal où la plaque métallique est protégée par les éléments en bois.

Pour simuler le comportement d'assemblages de structures bois, avec assembleurs métalliques, sollicités en flexion, plusieurs études numériques 2D basées sur le modèle de poutre sur appuis continus (Bouchair et al., 2007 ; Chui et al., 2005) ont été réalisées. En réalité, l'assemblage par broches a plutôt un comportement de type tridimensionnel (interaction entre les plans parallèles et perpendiculaires à

l'axe de l'assembleur). Peu de modèles 3D sont disponibles dans la littérature et ce travail présente un modèle numérique considérant des lois de comportement non linéaire pour le bois et l'acier. Ce modèle a été appliqué avec succès aux assemblages sollicités en traction directe suivant les directions longitudinale ou perpendiculaire au fil du bois (Xu et al., 2009a ; Xu et al., 2009b). L'objectif de la présente étude est de l'appliquer à une configuration d'assemblage soumise à la flexion dont le comportement est plus complexe car il mobilise simultanément les deux modes de chargements cités ci-dessus.

Pour avoir une base de comparaison, des essais sont réalisés sur deux configurations d'assemblage avec une plaque métallique centrale soumis à la flexion. Les deux configurations ont des dispositions de broches favorisant le cisaillement ou la traction transversale. Les essais ont montré que la ruine de ces assemblages se produit par la flexion élasto-plastique des broches et l'enfoncement du bois. En effet, ces assemblages ont été prévus avec des broches dont les distances aux bords sont justifiées par la résistance au feu. Durant les essais, des micro-ruptures se sont produites sans remettre en question l'intégrité de l'as-

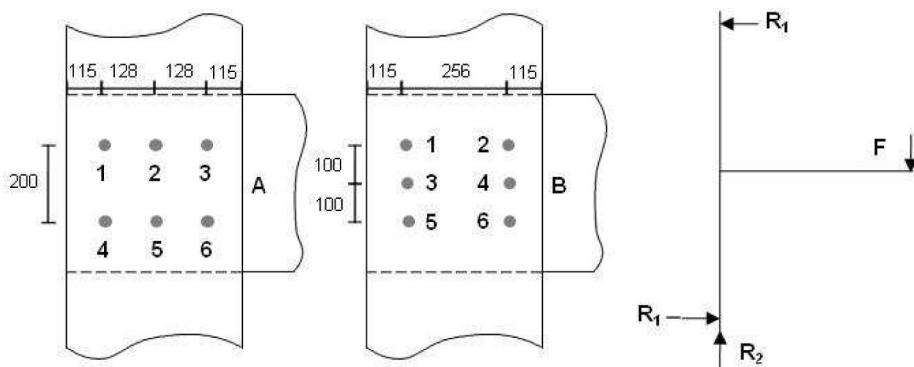


Figure 1. Configuration et géométrie de l'assemblage (mm).

semblage. En phase finale, une rupture en traction transversale du bois s'est produite au niveau de certaines broches.

Le modèle numérique basé sur les éléments finis tridimensionnels tient compte de plusieurs sources de non linéarité. Ainsi, une loi matérielle élasto-plastique non linéaire est utilisée pour l'acier, des lois de contact et de frottement sont utilisées entre les broches métalliques et le bois et une loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour le bois. Cette dernière loi se base sur le critère de Hill associé au critère de Hoffman (Hoffman, 1967) qui représente le comportement fragile du bois dans certaines directions.

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques est basée quantitativement sur les paramètres de la loi globale charge-déplacement et en particulier la charge de ruine. Qualitativement, la comparaison concerne les directions des efforts repris par chaque broche dans l'assemblage étudié ainsi que les modes de ruine. Due à l'anisotropie du bois, les directions des efforts appliqués aux broches peuvent conduire dans de nombreux cas à une rupture fragile liée aux contraintes de cisaillement et de traction perpendiculaire au fil.

Un modèle analytique inspiré des démarches de l'Eurocode 5 (Step1, 1995) est appliqué en s'appuyant sur les approches de la Théorie de l'Analyse Limite Plastique et l'hypothèse du centre de rotation de l'assemblage confondu avec son centre géométrique. Les résultats analytiques ainsi obtenus sont confrontés à ceux du modèle numérique. Le modèle numérique développé représente de façon cohérente le comportement des assemblages en bois soumis à la flexion où chaque organe d'assemblage se comporte de façon différente à cause de l'orthotropie du matériau (résistance et rigidité).

2. ESSAIS D'ASSEMBLAGES EN FLEXION

Les deux configurations testées en flexion (A et B) sont montrées sur la Figure 1. Chaque éprouvette est constituée de deux éléments en bois lamellé collé (2000x486x75 mm) reliés par une plaque métallique centrale (1200x260x8 mm) au moyen de six broches de 16 mm de diamètre. La charge

est appliquée à la plaque métallique avec un contrôle en déplacements. Les déplacements relatifs en zone d'assemblage entre la plaque métallique et les éléments en bois ont été mesurés en utilisant les capteurs de déplacement LVDT et des caméras (mesure sans contact).

Pour chaque configuration, deux éprouvettes sont testées. Pour la configuration A, les assemblages ont montré le comportement le plus ductile avec une plastification importante des broches en flexion. Pour la configuration B, après une déformation non négligeable des broches, un fendage est apparu dans la zone d'assemblage sur une pièce du bois. Ce fendage s'est propagé parallèlement aux fibres, ce qui a généré une baisse de la charge appliquée et la ruine de l'assemblage.

3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

3.1. Maillage et conditions aux limites

Le modèle éléments finis 3D est développé en utilisant le logiciel Marc MSC. Compte tenu de la symétrie, seule la moitié de l'assemblage est modélisée (Figure 2) en utilisant des éléments volumiques HEX 8. Le chargement est introduit par contrôle en déplacements des nœuds de la plaque métallique avec des conditions d'appuis reproduisant les conditions réelles du dispositif expérimental.

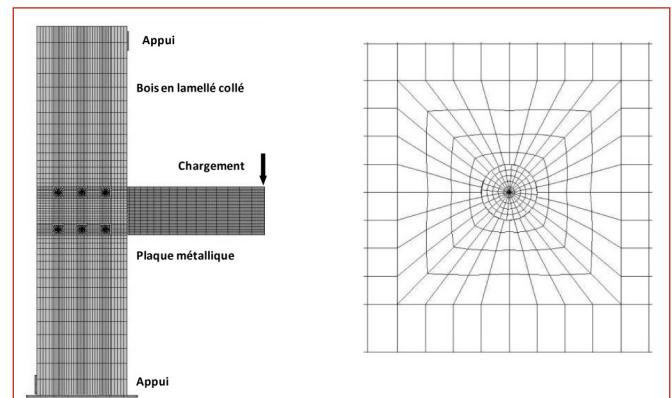


Figure 2. Maillage de l'assemblage et détail de la zone de la broche.

3.2. Modélisations des matériaux

Dans ces essais, le bois lamellé-collé utilisé est de classe de résistance GL24h. La masse volumique moyenne mesurée est égale à 438 kg/m³ et l'humidité mesurée est égale à 10 %. Le bois est considéré isotrope transverse. Car, les caractéristiques élastiques sont proches entre les directions R et T, qui représentent ainsi la direction perpendiculaire au fil du bois. Les valeurs moyennes des modules d'élasticité (EN 1194, 1999) et des coefficients de Poisson (Guitard, 1987) sont données dans le Tableau 1.

E ₀ (MPa)	E ₉₀ (MPa)	G (MPa)	V _{TR} =V _{RT}	V _{LT} =V _{LR}	V _{RL} =V _{TL}
11600	390	750	0,41	0,41	0,02

Tableau 1. Propriétés mécaniques du bois utilisées dans le modèle.

La modélisation du matériau bois reste la partie la plus délicate de l'étude à cause du caractère anisotrope du matériau et de sa variabilité. Différentes approches sont utilisées dans la littérature. Il s'agit de modèles souvent basés sur des critères de plasticité anisotrope tels que Hill. Cependant, ce critère ne prend pas en compte la dissymétrie du comportement du bois entre traction et compression. De plus, le matériau montre une certaine fragilité dans la direction perpendiculaire au fil du bois et en cisaillement. Pour représenter son comportement dans ces directions à caractère fragile, le critère de Hill est associé à un critère de rupture (Hoffman) qui représente l'évolution du dommage à l'intérieur du matériau bois par une réduction des modules d'élasticité. Le critère de Hoffman s'écrit comme suit (MSC, 2005) :

$$\left[C_1(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + C_2(\sigma_3 - \sigma_1)^2 + C_3(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + C_4\sigma_1 + C_5\sigma_2 + C_6\sigma_3 + C_7\sigma_{23}^2 + C_8\sigma_{13}^2 + C_9\sigma_{12}^2 \right] \leq 1 \quad [1]$$

avec $C_1 = \frac{1}{f_{t,90}f_{c,90}} - \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}$ $C_2 = C_3 = \frac{1}{2f_{t,0}f_{c,0}}$ $C_4 = \frac{1}{f_{t,0}} - \frac{1}{f_{c,0}}$

$$C_5 = C_6 = \frac{1}{f_{t,90}} - \frac{1}{f_{c,90}} \quad C_7 = C_8 = C_9 = \frac{1}{f_v^2}$$

Où : σ_i et τ_{ij} sont les contraintes normale et tangentielle internes au bois ;

$f_{t,0}$ et $f_{t,90}$ sont les résistances en traction dans les directions parallèle et perpendiculaire au fil du bois ;

$f_{c,0}$ et $f_{c,90}$ sont les résistances en compression dans les directions parallèle et perpendiculaire au fil du bois ;

f_v est la résistance en cisaillement.

Les valeurs de résistance du bois en traction et en cisaillement considérées dans la modélisation sont les suivantes: $f_{t,0} = 19,8$ MPa, $f_{t,90} = 0,48$ MPa, $f_v = 3,24$ MPa. Ces valeurs moyennes sont obtenues à partir des valeurs caractéristiques des normes en multipliant par un coefficient égal à 1,2. Avec une distribution normale, cette équivalence correspond à un coefficient de variation de l'ordre de 10 %. Les valeurs moyennes de résistance en compression sont obtenues par essais ($f_{c,0} = 39$ MPa et $f_{c,90} = 3,24$ MPa). Si ces valeurs sont déduites des normes, on obtient la même valeur pour la compression perpendiculaire au fil mais une valeur plus faible pour la compression parallèle ($f_{c,0} = 28,8$ MPa) Dans ce modèle, la rupture locale du matériau bois

est représentée par une réduction des modules d'élasticité. Ainsi, aux points d'intégration où le critère de Hoffman est atteint, le module d'élasticité E₀ est remplacé par E₉₀ et le module E₉₀ est remplacé par 0,1E₉₀.

L'acier est considéré isotrope obéissant au critère de Von Mises. Le module d'Young est alors fixé à 210 GPa et le coefficient de Poisson à 0,3. Les caractéristiques mécaniques des broches ($f_y = 366$ MPa, $f_u = 543$ MPa) et des plaques métalliques ($f_y = 309$ MPa, $f_u = 434$ MPa) sont déterminées par essais de traction sur éprouvettes.

4. MODÈLE ANALYTIQUE

Pour le calcul analytique des résistances d'assemblages étudiés, la démarche utilisée s'inspire de l'Eurocode 5 et s'appuie sur la TAL et l'hypothèse d'un centre de la rotation de l'assemblage confondu avec son centre géométrique. L'effort résultant sur chaque broche est induit par l'effort tranchant et le moment fléchissant. L'effort tranchant V est considéré uniformément réparti sur les broches. La broche i reprend un effort $F_{V,i}$ égal à $V/6$. Le moment fléchissant est réparti en considérant que les seules sources de déformation sont situées au niveau des broches. Ainsi, si r_i est la distance entre la broche i et le centre de rotation de l'assemblage, l'effort dû au moment fléchissant est calculé selon la formule suivante :

$$F_{M,i} = \frac{r_i}{\sum_{i=1}^n r_i^2} M \quad [2]$$

Chaque broche est donc soumise à un effort résultant dont la direction et l'intensité dépendent de la position de la broche et du rapport M/V . La capacité résistante de chaque broche dépend de la direction, par rapport au fil du bois, de l'effort qu'elle reprend. Le moment résistant de la liaison est calculé en se basant sur la broche qui atteint sa capacité maximale en premier (M_y) ou en considérant les capacités maximales de toutes les broches (M_u). Les résultats de calcul de la résistance selon l'EC5 sont donnés dans le Tableau 2 obtenu en considérant un moment fléchissant avec ou sans effort tranchant. Les formules de l'EC5 sont utilisées pour le calcul de la portance locale du bois, pour les différentes directions de chargement, et pour le calcul du moment plastique de la broche. Pour les deux configurations d'assemblages, le moment résistant élastique (M_y) est réduit par l'effort tranchant alors que le moment ultime est peu modifié.

	M		M + V	
	A	B	A	B
EC5 (KN·m)				
M _y	25,0	27,5	23,2	25,3
M _u	26,4	30,8	26,2	30,7

Tableau 2. Valeurs analytiques de résistance des assemblages (EC5).

5. VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Pour valider le modèle numérique, ses courbes charge-déplacement sont comparées aux courbes expérimentales (Figure 3). Dans la modélisation, le jeu de 1 mm des trous

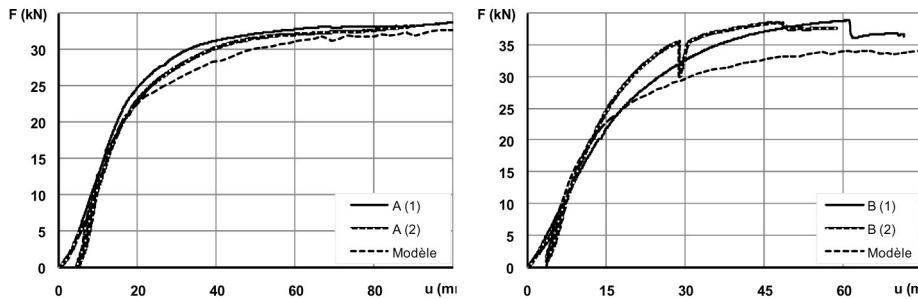


Figure 3. Courbes force-déplacement (comparaison essais-modèle).

dans la plaque métallique n'est pas pris en compte. Ainsi, la rigidité initiale expérimentale est plus faible que celle obtenue par calcul numérique. Cette rigidité numérique est plus proche de celle déterminée à partir d'une régression linéaire sur la phase de décharge-recharge. L'assemblage A montre le comportement le plus ductile, après 60 mm de déplacement, l'augmentation de la charge n'est pas significative. L'assemblage B montre aussi un comportement ductile globalement mais un fendage s'est produit sur une des lignes verticales de broches. Le fendage semble correspondre aux broches les plus sollicitées en traction perpendiculaire au fil du bois. Les essais sont arrêtés lorsque la charge atteint un palier avec un déplacement important. Les résultats de comparaison entre les essais et les modèles numériques montrent que le modèle simule bien la rigidité et la charge ultime (Tableau 3).

	Type A	Modèle	Type B	Modèle
Rigidité élastique (kN/mm)	2,25	2,05	2,39	2,58
Charge ultime (kN)	33,6	32,8	38,8	34,1

Tableau 3. Rigidité « élastique » et résistance (comparaison essais-modèle).

Afin d'observer la distribution des efforts sur les broches à partir du modèle numérique, les deux configurations d'assemblages testés sont considérées avec un effort appliqué égal à 23,4 kN, qui correspond à la plus faible des limites élastiques définie par l'EC5. L'effort résultant sur chaque broche est calculé numériquement en considérant la résultante des efforts de contact entre la broche et le trou de la

plaqué métallique. Elle montre une distribution non uniforme qui dépend de la position de chaque broche dans l'assemblage (Tableau 4). Ce résultat est globalement en bon accord avec l'approche analytique de l'EC5 et en particulier pour l'assemblage A. La Figure 4 montre, pour chaque broche, les directions des efforts calculés par le modèle numérique et par l'approche analytique de l'EC5 pour une charge appliquée de 23,4 kN. La différence angulaire moyenne, entre les directions obtenues soit par la modélisation numérique soit par l'EC5, est d'environ 12° et 9°, pour les configurations d'assemblages A et B, respectivement.

Pour observer les sources possibles de rupture fragile du bois, les contraintes de cisaillement et de traction perpendiculaire au fil sont montrées dans la rangée des broches les plus sollicitées (Figure 5). La contrainte maximale de cisaillement dans l'assemblage B est plus grande que celle dans l'assemblage A, mais elles restent plus faibles que la résistance en cisaillement du bois. Les contraintes maxi-

A	1	2	3	4	5	6
FEM (kN)	27,69	18,39	33,12	28,51	19	32,92
EC5 (kN)	26,99	18,86	33,13	26,99	18,86	33,13
FEM/EC5	1,03	0,98	1,00	1,06	1,01	0,99
B	1	2	3	4	5	6
FEM (kN)	21,66	28,47	21,75	28,3	22,27	28,92
EC5 (kN)	24,24	30,37	17,53	25,34	24,24	30,37
FEM/EC5	0,89	0,94	1,24	1,12	0,92	0,95

Tableau 4. Distribution de la charge entre les broches.

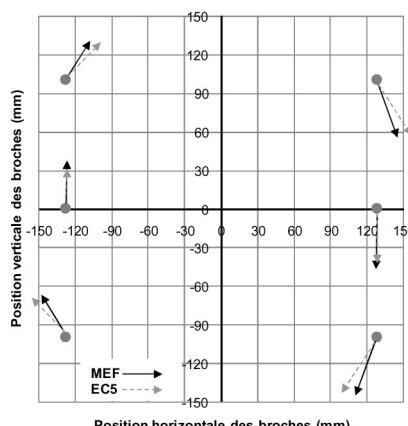
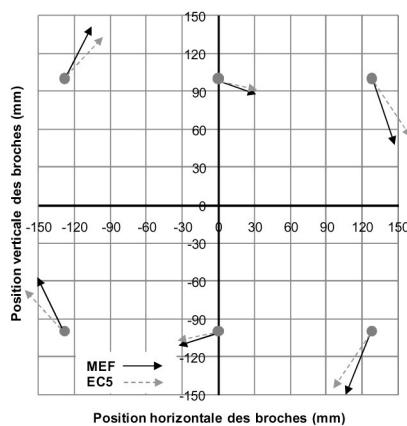


Figure 4. Vecteur de l'effort résultant pour chaque broche.

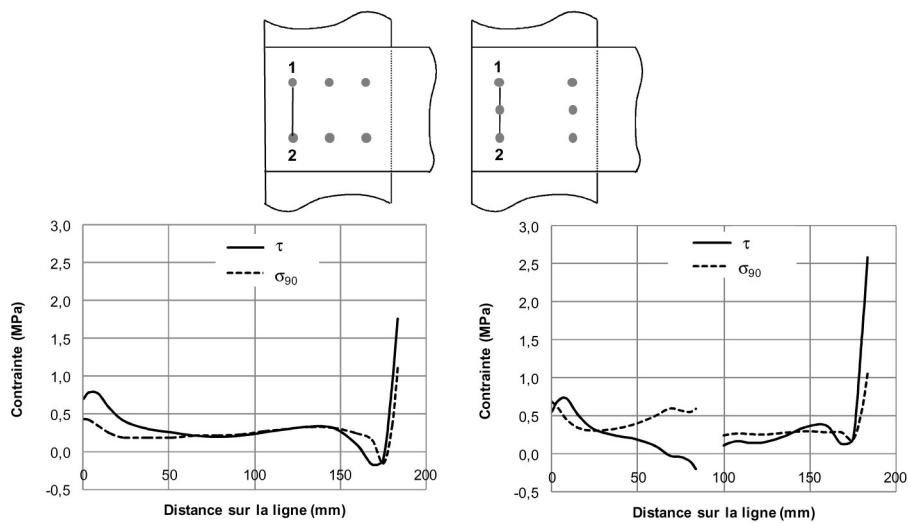


Figure 5. Contraintes de traction perpendiculaire et cisaillement (Ligne 1-2).

males de traction perpendiculaire au fil dans les deux configurations d'assemblage sont très proches, mais elles sont plus grandes que la résistance du bois. Ainsi, la contrainte de traction perpendiculaire au fil semble être plus influente.

Pour tenir compte de la combinaison de toutes les contraintes présentes dans les zones critiques des assemblages, le critère de Hoffman est utilisé. Lorsque le critère atteint une valeur égale à 1, la rupture est considérée atteinte. Ainsi, un indice représentant le critère de Hoffman et fourni par le modèle numérique, est utilisé pour évaluer la position de la première fissure potentielle. La Figure 6 montre la zone où le critère de Hoffman est atteint sous un chargement de 23,4 kN. Elle peut présenter les zones potentielles de rupture de l'assemblage. Celles-ci sont situées près des trous. Dans l'assemblage B, le critère est atteint dans une zone qui s'étend entre deux trous, ceci peut expliquer l'apparition du fendage observé expérimentalement. En effet, pendant l'essai, des fissures parallèles au fil sont apparues et se sont propagées dans la rangée des broches pour cet assemblage. La fissure est donc liée à la combinaison des contraintes et

en particulier la traction perpendiculaire au fil et le cisaillement.

6. CONCLUSION

Un modèle numérique 3D basé sur la méthode des éléments finis a été proposé pour appréhender le comportement mécanique des assemblages bois-métal sollicités en flexion. Pour représenter le comportement fragile du bois dans la direction perpendiculaire au fil du bois et en cisaillement, le critère d'écoulement plastique de Hill est associé à un critère de rupture qui représente l'évolution du dommage à l'intérieur du matériau bois par une réduction des modules d'élasticité. La comparaison avec les résultats expérimentaux montre la modélisation proposée est prometteuse. Les résultats numériques montrent aussi que le modèle analytique de l'EC5 représente correctement la répartition des efforts et la résistance pour ce type d'assemblage à comportement ductile. Les combinaisons de contraintes sont à prendre en compte au niveau local pour expliquer les ruptures fragiles.

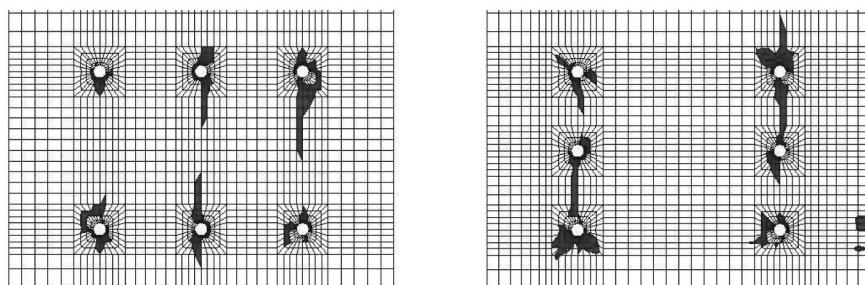


Figure 6. Contour de l'indice du critère de Hoffman.

7. BIBLIOGRAPHIE

- Bouchair A., Racher P., Bocquet J.F., « Analysis of dowel-led timber Moment-Resisting joints », *Materials and Structures*, vol. 40, 2007, p. 1127-1141.
- Chui Y.H., Li T.T., « Modeling timber moment connection under reversed cyclic loading », *Journal of structural engineering*, vol. 131, 2005, p. 1757-1763.
- EN 1194 « Timber structures – Glued laminated timber – Strength classes and determination of characteristic values », 1999.
- Guan Z.W., Rodd P.D., « Hollow steel dowels – a new application in semi-rigid timber connections », *Engineering Structures*, vol. 23, 2001, p.110-119.
- Guitard D., *Mécanique du matériau bois et composites*, Cepadues édition, 1987, 238p.
- Hoffman O., « The brittle strength of orthotropic materials », *Journal of Composite Materials*, vol. 1, 1967, p. 200-206.
- MSC.MARC User's Manual, vol. A: theory and user information. MSC.Software Corporation, 2005.
- STEP1 (EU, Comett Programme) Timber engineering, basis design, material properties, structural components and joints, 1st edn. Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
- Xu B.H., Taazout M., Bouchair A., Racher P., « Numerical 3D finite element modelling and experimental tests for dowel-type timber joints », *Construction and Building Materials*, vol. 23(9), 2009, p. 3043-3052.
- Xu B.H., Bouchair A., Taazout M., Vega E.J., « Numerical and experimental analyses of multiple-dowel steel-to-timber joints in tension perpendicular to grain », *Engineering Structures*, 2009 (accepté, à paraître).

COMMENT UNE POUTRE PEUT-ELLE CASSER ?

Noël CHALLAMEL*, Christophe LANOS, Charles CASANDJIAN***

*LGCNM – INSA de Rennes, 20, avenue des Buttes de Coësmes, 35043 Rennes Cedex – France

**LGCNM – IUT de Rennes, 3, rue du clos Courtel, 35704 Rennes Cedex – France

1. INTRODUCTION

Cet article porte sur la modélisation du processus de rupture d'une poutre en béton armé par un modèle de plasticité non locale. Les modèles de plasticité ou d'endommagement non locaux ont été utilisés avec succès dans les années 80 pour contrôler la localisation des structures composées de matériaux radoucissants (Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987). Pour ces modèles, le caractère non local de la loi constitutive, généralement introduit à partir d'une longueur caractéristique, est restreint à la fonction de charge (d'endommagement ou de plasticité). Cette théorie a l'avantage de ne pas affecter la nature locale du comportement élastique. On distingue généralement les modèles de plasticité au gradient explicite ou implicite, en fonction de l'aptitude à définir explicitement ou implicitement la variable non locale en fonction de la variable locale. Malgré le nombre important d'articles consacrés à ces modèles non locaux radoucissants (Jirásek et Bažant, 2002), peu d'études ont été consacrées à la modélisation du comportement élastoplastique non local de la poutre en variables généralisées (loi moment-courbure – voir par exemple Bažant et Zubelewicz, 1988, ou Challamel, 2003). Historiquement pourtant, les relations moment-courbure avec branche radoucissante ont été introduites dans le cadre de la modélisation des poutres en béton armé (Wood, 1968). Wood (1968) montra l'impossibilité pour la poutre élastoplastique de s'écouler, un phénomène parfois

appelé le paradoxe de Wood (voir aussi Bažant, 1976; Royer-Carfagni, 2001 ou Challamel et Hjiaj, 2005). Nous montrons dans cet article qu'un modèle de plasticité au gradient implicite (équivalent à un modèle non-local intégral de plasticité) permet de résoudre le paradoxe de Wood pour la poutre console, avec phase d'écrouissage préalable. Ce modèle permet de prendre en compte les effets d'échelle associés aux phénomènes de fissuration.

2. LA POUTRE CONSOLE – LE PARADOXE DE WOOD

On considère une poutre console homogène de longueur L et chargée par une force verticale P à son extrémité (Figure 1). On reconnaît la poutre console étudiée par Galilée à partir d'arguments portant sur l'équilibre et la résistance des éléments constituants (Galilée, 1638 – voir aussi l'analyse historique de Timoshenko, 1983 ou Salençon, 1990 à ce propos). Cette poutre console peut être assimilée à un paradigme structurel, c'est-à-dire un système structurel élémentaire qui possède un gradient de contraintes généralisées (ici le moment). La poutre est supposée ne pas se déverser (voir les articles récents de Challamel, 2007 et Challamel *et al.*, 2007 pour la modélisation de poutres consoles au déversement). La flèche de la poutre est notée $w(x)$. On choisit de modéliser le comportement inélastique

de la poutre en variables généralisées moment M – courbure χ (avec $\chi = w''$).

Le problème étant isostatique, les équations de l'équilibre aboutissent directement à l'évolution du moment de flexion dans la poutre :

$$M(x) = P(L-x) \text{ with } P \geq 0 \text{ and } x \in [0; L] \quad [1]$$

Le processus de rupture est contrôlé par le déplacement v de l'extrémité de la poutre $v = w(L)$. (voir Figure 2)

La loi moment-courbure (M, χ) est d'abord considérée avec un comportement local élastoplastique écrouissable puis radoucissant (avec des lois d'écrouissage linéaires). La fonction de charge f est donnée par :

$$f(M, M^*) = |M| - (M_p + M^*) \text{ et } M = EI(\chi - \chi_p) \quad [2]$$

avec M_p le moment plastique, et M^* une variable de moment additionnel qui dépend de la courbure plastique χ_p .

$$\begin{cases} M^*(\chi_p) = k^+ \chi_p \text{ if } \chi_p \in [0; \kappa_c] \\ M^*(\chi_p) = \langle k^- (\chi_p - \kappa_c) + m M_p \rangle - M_p \text{ if } \chi_p \notin [0; \kappa_c] \end{cases}$$

avec $\kappa_c = (m-1) \frac{M_p}{k^+}$

k^+ est le module d'écrouissage positif, k^- est le module de radoucissement, négatif. m , nécessairement supérieur à l'unité, est le rapport entre le moment maximum atteint durant la phase d'écrouissage et le moment plastique M_p . Le moment de flexion est maximum au niveau de l'encastrement ($x = 0$). Le processus élastoplastique est alors déclenché, dès lors que le moment de flexion atteint la valeur du moment plastique. Le déplacement élastique maximum v_Y et la charge correspondante P_Y sont données par :

$$v_Y = \frac{M_p L^2}{3EI} \text{ et } P_Y = \frac{M_p}{L} \quad [4]$$

Tant que le déplacement v est plus petit que v_Y , la poutre garde un comportement élastique, et la déformée est obtenue à partir de la solution élastique :

$$v \leq v_Y \Rightarrow EIw(x) = -\frac{P}{6}x^3 + PL\frac{x^2}{2} \text{ avec } P = 3\frac{EI}{L^3}v \quad [5]$$

Au delà de cette valeur caractéristique v_Y ($v \geq v_Y$), le régime plastique commence, et la poutre peut être subdivisée en deux domaines, un domaine élastique et un domaine plastique de taille l_0^+ (voir Figure 2). Les équations [1], [2] et [5] donnent l'évolution de la courbure plastique :

$$x \in [0; l_0^+] : \chi_p(x) = \frac{P(L-x)-M_p}{k^+} \quad [6]$$

En imposant à la fonction χ_p d'être une fonction continue de x ($\chi_p(l_0^+) = 0$), la longueur de la zone plastique est régie par le système :

$$\chi_p(l_0^+) = 0 \Rightarrow \frac{l_0^+}{L} = 1 - \frac{P_Y}{P} \quad [7]$$

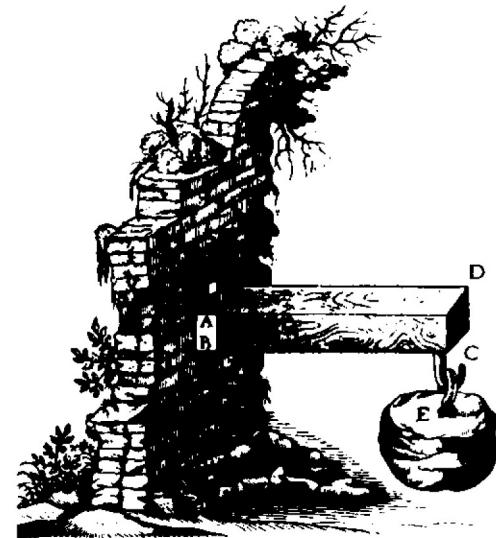


Figure 1. La poutre console (figure extraite de Galilée, 1638).

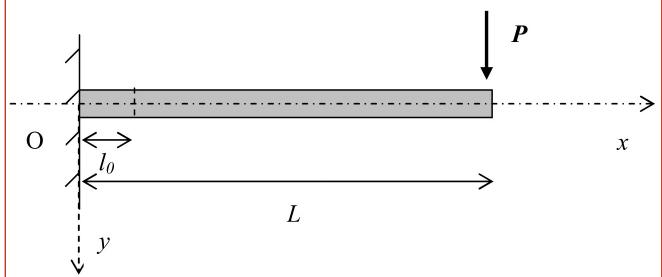


Figure 2. Poutre console – schéma structurel.

La phase radoucissante peut s'initier dès lors que la charge P atteint sa valeur maximale mP_Y . En imposant de nouveau à la courbure plastique d'être une fonction continue de x ($\chi_p(l_0^-) = \kappa_c$), on tombe sur la paradoxe de Wood:

$$\begin{cases} P(L-l_0^-) = m M_p \\ PL \leq m M_p \end{cases} \Rightarrow l_0^- = 0 \quad [8]$$

Cette dernière hypothèse induit le paradoxe de Wood pour le comportement avec écrouissage positif et négatif local (généralisation du paradoxe de Wood avec radoucissement local sans phase d'écrouissage préliminaire) : seule la solution de décharge élastique est possible pour le problème radoucissant local. Un modèle de plasticité non-locale est développé dans cet article pour résoudre ce paradoxe.

3. LE PARADOXE DE WOOD RÉSOLU – UN MODÈLE DE PLASTICITÉ NON-LOCAL

Un modèle de plasticité au gradient implicite est développé dans cet article. Ce modèle est équivalent à un modèle de plasticité intégral. Pour le modèle de plasticité au gradient

implicite (Engelen et al, 2003 ; Peerlings, 2007), la variable M^* dans la phase de radoucissement, est fonction de la courbure plastique non-locale, à partir du modèle bilinéaire :

$$\begin{cases} M^*(\chi_p) = k^+ \chi_p \text{ if } \chi_p \in [0; \kappa_c] \\ M^*(\chi_p) = \langle k^- (\tilde{\chi}_p - \kappa_c) + m M_p \rangle - M_p \text{ if } \chi_p \notin [0; \kappa_c] \end{cases} \quad [9]$$

La courbure non-locale $\tilde{\chi}_p$ est une combinaison de variables locale et non-locale, comme initialement proposé par Vermeer et Brinkgreve (1994) pour des modèles intégraux :

$$\tilde{\chi}_p = (1-p)\chi_p + p\overline{\chi}_p \quad [10]$$

p est un paramètre adimensionnel. Pour le modèle de plasticité au gradient implicite étudié dans cet article (Engelen et al, 2003 ; Peerlings, 2007), la courbure plastique non-locale $\overline{\chi}_p$ est définie à partir de l'équation de Helmholtz :

$$\overline{\chi}_p - l_c^2 \overline{\chi}_p'' = \chi_p \quad [11]$$

Une longueur caractéristique l_c est introduite dans la définition de la courbure plastique non-locale. Cette équation différentielle clairement signifie que la courbure plastique non-locale s'obtient à partir d'une moyenne spatiale de la courbure plastique locale (voir Eringen 1983 en élasticité non-locale) :

$$\overline{\chi}_p(x) = \int_0^{l_0} G(x, y) \chi_p(y) dy \quad [12]$$

où la fonction $G(x, y)$ est la fonction de Green de l'équation différentielle Eq. (11) associée à des conditions aux limites pertinentes. On se restreint dans cet article, au cas particulier $p = 2$ (voir Challamel, 2008) :

$$p=2 \Rightarrow \tilde{\chi}_p = \overline{\chi}_p + l_c^2 \overline{\chi}_p'' \quad [13]$$

Les conditions aux limites sont données par (voir Challamel et al, 2008 ; Challamel, 2008 pour le problème sans écrouissage préliminaire) :

$$\chi_p(l_0) = \kappa_c, \overline{\chi}_p'(l_0) = 0 \text{ et } \overline{\chi}_p'(0) = 0 \quad [14]$$

Ces conditions aux limites peuvent découler d'une approche variationnelle (Challamel et al, 2008). Une différence importante avec le modèle de plasticité au gradient implicite présenté par Engelen et al (2003) ou Peerlings (2007) tient au fait que les conditions aux limites présentées en [14] portent sur le domaine plastique, et non sur le domaine global matérialisé par toute la poutre console dans notre problème. Un résultat analogue a été obtenu en théorie de l'endommagement non-local (Challamel et al, 2008). Le système est maintenant résolu pour la courbure plastique non-locale :

$$x \in [0; l_0^-]: \overline{\chi}_p + l_c^2 \overline{\chi}_p'' = \frac{P(L-x) - m M_p}{k^-} + \kappa_c \quad [15]$$

dont la solution générale s'exprime ci-dessous :

$$x \in [0; l_0^-]: \overline{\chi}_p(x) = A \cos \frac{x}{l_c} + B \sin \frac{x}{l_c} + \frac{P(L-x) - m M_p}{k^-} + \kappa_c \quad [16]$$

Le système non-linéaire de 3 équations à 3 inconnues A, B et l_0 est obtenu à partir des conditions aux limites :

$$\begin{cases} 2A \cos \frac{l_0^-}{l_c} + 2B \sin \frac{l_0^-}{l_c} + \frac{P(L-l_0^-) - m M_p}{k^-} = 0 \\ -\frac{A}{l_c} \sin \frac{l_0^-}{l_c} + \frac{B}{l_c} \cos \frac{l_0^-}{l_c} - \frac{P}{k^-} = 0 \\ \frac{B}{l_c} - \frac{P}{k^-} = 0 \end{cases} \quad [17]$$

Les paramètres adimensionnels suivants peuvent être introduits :

$$\beta = \left(1 - m \frac{P_y}{P}\right) \frac{L}{l_c} \leq 0 \text{ et } \xi = \frac{l_0^-}{l_c} \geq 0 \quad [18]$$

et la relation charge-zone plastique s'écrit finalement :

$$\beta = \xi - 2 \frac{1 - \cos \xi}{\sin \xi} \quad [19]$$

Le paramètre de chargement $|\beta|$ varie entre et tend vers une valeur infinie lorsque P tend vers zéro (la taille de la zone plastique tend alors vers $\xi_0 = \pi$). L'identification de cette taille de zone plastique localisée est à relier à la notion de longueur finie de rotule ou à la zone finie du processus de rupture (Fracture Process Zone souvent notée FPZ en anglais). En théorie des poutres, il a été expérimentalement prouvé que cette zone dépendait de la hauteur de section de la poutre (Wood, 1968 ; Bažant, 1976 ; Bažant et al, 1987).

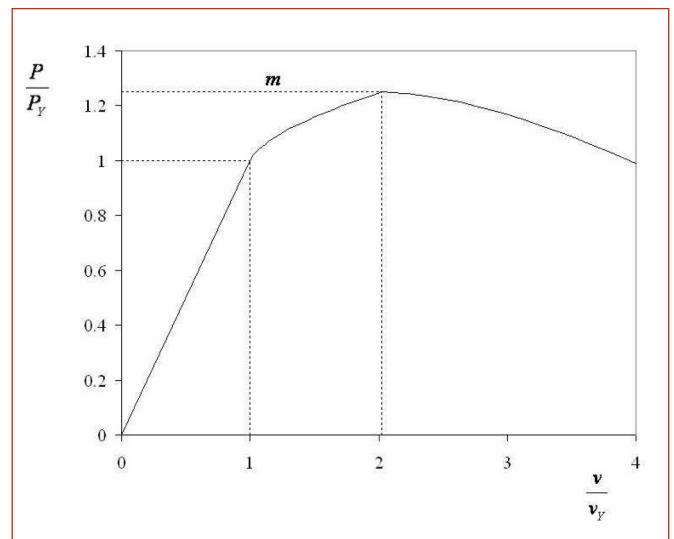


Figure 3. Evolution de la charge en fonction du déplacement à l'extrémité de la poutre;

$$\frac{EI}{k} = -5; \frac{l_c}{L} = 0.1; m = \frac{5}{4}; \frac{EI}{k^+} = 11$$

La réponse de la poutre radoucissante est unique et le paradoxe de Wood est clairement résolu avec ce modèle de plasticité non-locale (Figure 3). Notons que le même problème sans gradient de moment ne conduit pas à l'unicité du problème d'évolution (un phénomène similaire à celui qu'analysent Benallal et Marigo, 2007). Il est remarquable

que la zone plastique évolue au cours du processus de radoucissement.

Un tel phénomène avait déjà été modélisé par Pijaudier-Cabot et al (2004) dans le cadre de la théorie de l'endommagement non-local, ou par Voyiadjis et Abu Al-Rub (2005) pour la plasticité non-locale, par une dépendance de la longueur caractéristique aux variables du problème. Ce phénomène peut aussi être observé en présence de gradient de contraintes avec le modèle de plasticité non-locale retenu dans cet article. L'effet d'échelle peut être bien décrit avec une telle analyse non-locale, et la ductilité apparente augmente avec la longueur caractéristique.

4. CONCLUSIONS

Cet article porte sur la modélisation du processus de rupture d'une poutre en béton armé par un modèle de plasticité non locale. Nous montrons dans cet article qu'un modèle de plasticité au gradient implicite (ou modèle non-local intégral) permet de résoudre le paradoxe de Wood pour la poutre console et la poutre sur deux appuis. Ce modèle permet de prendre en compte les effets d'échelle associés aux phénomènes de fissuration. La ductilité globale est une fonction croissante de la longueur caractéristique du modèle non-local, dont l'évaluation reste un enjeu structurel majeur.

Les effets d'échelle observés en génie civil, à l'échelle de l'ouvrage, peuvent se rencontrer à des échelles bien moindres, on pense en particulier aux micro- et aux nanostructures. Les modèles de poutres développés dans les deux cas peuvent avoir certaines analogies (Challamel et Wang, 2008). Une extension d'une telle méthodologie non-locale pourrait donc porter sur le couplage d'une non-localité élastique avec une non-localité plastique à l'échelle de la poutre.

5. BIBLIOGRAPHIE

- Bažant Z.P., « Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete », *J. Eng. Mech.*, ASCE, vol. 102, 1976, p. 331-344.
- Bažant Z.P., Pijaudier-Cabot G., Pan J., « Ductility, snap-back, size effect, and redistribution in softening beams or frames », *J. Struct. Eng.*, vol. 113, n°12, 1987, p. 2348-2364.
- Bažant Z.P., Zubelewicz A., « Strain-softening bar and beam: exact non-local solution », *International Journal of Solids and Structures*, vol. 24, n°7, 1988, p. 659-673.
- Benallal A., Marigo J.J., « Bifurcation and stability issues in gradient theories with softening », *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, vol. 15, 2007, p. 283-295.
- Challamel N., « Une approche de plasticité au gradient en construction métallique », *Comptes-Rendus de Mécanique*, vol. 331, n°9, 2003, p. 647-654.

Challamel N., Hjiaj M., « Non-local behavior of plastic softening beams », *Acta Mechanica*, vol. 178, 2005, p. 125-146.

Challamel N., « Lateral-torsional buckling of beams under combined loading – a reappraisal of the Papkovitch-Schaefer theorem », *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 7, n°1, 2007, p. 55-79.

Challamel N., Andrade A., Camotim D., « An analytical study on the lateral-torsional buckling of linearly tapered cantilever strip beams », *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 7, n°3, 2007, p. 441-456.

Challamel N., Wang C.M., « The small length scale effect for a non-local cantilever beam: a paradox solved », *Nanotechnology*, vol. 19, 345703, 2008.

Challamel N., Lanos C., Casandjian C., « Plastic failure of nonlocal beams », *Phys. Rev. E*, vol. 78, 026604, 2008.

Challamel N., « A regularization study of some ill-posed gradient plasticity softening beam problems », *J. Eng. Math.*, 62, 373-387, 2008.

Challamel N., Lanos C., Casandjian C., « Some closed-form solutions to simple beam problems using non-local (gradient) damage theory », *Int. J. Damage Mech.*, in Press, 2009.

de Borst R., Mühlhaus H.B., « Gradient-dependent plasticity: formulation and algorithmic aspects », *Int. J. Num. Meth. Engng.*, vol. 35, 1992, p. 521-539.

Engelen R.A.B., Geers M.G.D., Baaijens F.P.T., « Nonlocal implicit gradient-enhanced elasto-plasticity for the modelling of softening behaviour », *International Journal of Plasticity*, vol. 19, 2003, p. 403-433.

Eringen A.C., « On differential equations of nonlocal elasticity and solutions of screw dislocation and surface waves », *J. Appl. Phys.*, vol. 54, 1983, p. 4703-4710.

Galileo, Discorsi e Dimonstrazioni Matematiche, intorno à due nuove Scienze, 1638, In: Sur les épaules des géants – les plus grands textes de physique et d'astronomie (Hawkings, S.), 154-182, Dunod, 2002.

Jirásek M., Bažant Z.P., *Inelastic analysis of structures*, Wiley, 2002.

Peerlings R.H.J., « On the role of moving elastic-plastic boundaries in strain gradient plasticity », *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, vol. 15, 2007, p. 109-120.

Pijaudier-Cabot G., Bažant Z.P., « Nonlocal damage theory », *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 113, 1987, p. 1512-1533.

Pijaudier-Cabot G., Haidar K., Dubé J.F., « Non-local damage model with evolving internal length », *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, 2004, p. 633-652.

Royer-Carfagni G., « Can a moment-curvature relationship describe the flexion of softening beams », *Eur. J. Mech. A/Solids*, vol. 20, 2001, p. 253-276.

Salençon J., « An introduction to the yield design theory and its application to soil mechanics », *Eur. J. Mech. A/Solids.*, vol. 9, n°5, 1990, p. 477-500.

Timoshenko S.P., *History of strength of materials*, Dover Publications, 1983.

Vermeer P.A., Brinkgreve R.B.J., « A new effective non-local strain measure for softening plasticity », in: R. Chambon, J. Desrues and I. Vardoulakis, 89-100, Rotterdam, 1994, Balkema, 1994.

Voyiadjis G.Z., Abu Al-Rub R.K., « Gradient plasticity theory with a variable length scale parameter », *Int. J. Solids Structures*, vol. 42, n°14, 2005, p. 3998-4029.

Wood R.H., Some controversial and curious developments in the plastic theory of structures. In: *Engineering Plasticity* (Heyman, J., Leckie, F.A.), Cambridge University Press, UK, 665-691, 1968.

RESPONSABILITÉ & ENVIRONNEMENT

recherches débats actions

RESPONSABILITÉ & ENVIRONNEMENT

recherches débats actions

Faire face à l'incertitude



JANVIER 2010
N° 57
Prix : 23 €
ISSN 1268-4783
ISBN 978-2-7472-1636-4
9 782747 216364

SÉRIE TRIMESTRIELLE DES
ANNALES DES MINES
FONDÉES EN 1794

Editions
ESKA

JANVIER 2010
ISSN 1268-4783
ISBN 978-2-7472-1636-4

FAIRE FACE À L'INCERTITUDE

ÉDITORIAL – *Pierre COUVEINHES*

AVANT-PROPOS

L'homme en quête de certitudes : entre croyance et savoir – *Marie-Josèphe CARRIEU-COSTA*

I – Quelques aspects théoriques sur l'incertitude

Penser les événements extrêmes – *Jean-Pierre DUPUY*

Quelques éléments de réflexion sur l'incertitude à travers l'histoire des sciences et des idées – *Alexandre MOATTI*

Probabilité et incertitude – *Mme Dominique DEPRINS*

Le concept de risque et son évolution – *Gilles MOTET*

II – L'incertitude : un facteur omniprésent

Quid de la gestion des risques après la constitutionnalisation du principe de précaution ? – *Olivier GODARD*

L'investissement de défense face à l'incertitude – *Carl TRÉMOUREUX*

Les risques chimiques et leur gestion – *Armand LATTES*

Œuvrer dans l'incertitude – *Pierre-Michel MENGER*

III – Quelle démarche adopter, face à l'incertitude ?

L'incertitude en matière de technologie – *Sven Ove HANSSON*

De l'incertitude-obstacle à l'incertitude productive, ou comment traiter les risques potentiels des nano-objets ? – *Brice LAURENT*

De l'incertitude à la précaution : le rôle de la métrologie – *Jean-Luc LAURENT et Benoît GAUMONT*

Risque et prospective – *Thierry GAUDIN*

Ce numéro a été coordonné
par *Marie-Josèphe CARRIEU-COSTA*

BULLETIN DE COMMANDE

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

Tél. : 01 42 86 55 73 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

- Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de Responsabilité & Environnement janvier 2010 - numéro 57 (ISBN 978-2-7472-1636-4) 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

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 oeuvrant 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 Camelinat, 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

LES MATIÈRES PREMIÈRES

ÉDITORIAL – *Bruno Sauvalle*

Général

Equité et efficacité dans l'usage des ressources naturelles –
Pierre-Noël GIRAUD

Seule certitude pour 2010 : l'instabilité – *Philippe CHALMIN*
Energie

Les perspectives de l'offre mondiale de pétrole – *Bruno WEYMULLER*

Les évolutions du prix du pétrole – *Denis BABUSIAUX et Axel PIERRU*

Le gaz naturel : une énergie d'avenir – *Jean-Marie DAUGER*

La nouvelle géopolitique charbonnière – *Sylvie CORNOT-GANDOLPHE*

Les matières premières nucléaires – *Bernard BIGOT*

Biocarburants : quel potentiel de développement ? –
Nathalie ALAZARD-TOUX

Agriculture

Comment nourrir neuf milliards de personnes sans détruire l'environnement ? – *Michel GRIFFON*

Donner la priorité à une approche économique du développement de l'agriculture africaine – *Bernard BACHELIER*

Métaux

La gestion stratégique des ressources minérales par les Etats et les compagnies minières : vers un développement des oligopoles ? –
Patrice CHRISTMANN et Bruno MARTEL-JANTIN

L'initiative européenne sur les matières premières –
Abraão de CARVALHO

Les ressources minérales : un atout pour le développement de l'Afrique subsaharienne ? – *Paulo de SA et Gary McMAHON*

Le lithium : un métal stratégique – *Antoine GOUZE*

Les terres rares, des matières premières minérales stratégiques –
Jean-Pierre CLAMADIEU et Emmanuel BUTSTRAEN

Dossier coordonné par *Pierre-Noël GIRAUD et Pierre COUVEINHES*

BULLETIN DE COMMANDE

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

Tél. : 01 42 86 55 73 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Responsabilité & Environnement avril 2010 - numéro 58**
(ISBN 978-2-7472-1672-2) 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



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

