



ANNALES

DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS

ISSN : 1270-9840
SÉRIE BIMESTRIELLE N° 6/2011
(anciennement : *Annales de l'I.T.B.T.P.*,
Revue créée en 1948)
DÉCEMBRE 2011

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
Christophe PETIT, comité d'organisation
des rencontres de la Bourboule
Fabrice GATUINGT (ENS Cachan),
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

Représentant l'Union des Ingénieurs et
Scientifiques Francophones UISF
Elie ABSI, président
Gilbert GIACOMONI (École des Mines de Paris),
responsable des publications

ABONNEMENT : <http://www.eska.fr>
Editions ESKA
12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS
Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION : AGPA EDITIONS
4, rue Camelinat - 42000 Saint-Etienne
Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04
E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION

sommaire

éditorial

29es rencontres de l'AUGC – Tlemcen 29-31 mai 2011 (2^e partie) Le Génie Civil au service de la Méditerranée

Patrimoine, ville et bâtiment

Caractérisation thermo physique et suivi thermique de deux bâtisses réalisées en blocs de terre comprimée.....	8
<i>H. BENOUALI, A. BRARA, M. MAHDAD, F. MOKHTARI</i>	

Éco-matériaux

Étude géologique et géomécanique des latérites de Dano (Burkina Faso) pour une utilisation dans l'habitat.....	15
<i>Abdou LAWANE, Anne PANTET, Raffaele VINAI, Jean Hugues THOMASSIN</i>	

Matériaux à faible impact environnemental

Évaluation et amélioration de la qualité d'interface dans les bétons de granulats végétaux	25
<i>V. NOZAHIC, S. AMZIANE</i>	

Résistance et durabilité

Influence de la résistance à la compression et des fibres sur le comportement des bétons à la traction par fendage	36
<i>Bensaid BOULEKBACHE, Mostefa HAMRAT, Mohamed CHEMROUK, Sofiane AMZIANE</i>	

Sols

Apports d'un traitement non traditionnel pour le compactage des sols fins....	42
<i>Gaëtan BLANCK, Olivier CUISINIER, Farimah MASROURI</i>	

Étude du comportement physico-mécanique d'une marne argileuse traitée à la chaux éteinte. Cas de l'autoroute Est-Ouest Tronçon Oued Fodda/Khemis Miliana (Algérie)	49
<i>F. MELLAL, B. LAMRI</i>	

Sismique

Critère de la ductilité locale durant la conception des bâtiments en béton armé	55
<i>Amar KASSOUL, Khelifa SEBAI</i>	



Colloque GC'2011 organisé par l'AFGC (suite & fin)

Innovation dans le génie civil au service de la construction

Usine Seine Aval Deru - Réalisation des coques en BSI..... 62
Gilles DELPLACE, Ziad HAJAR, Alain SIMON

abstracts — résumés	5
annonces de colloques	70
recommandations aux auteurs	80
bulletin d'abonnement	48



*Photos de couverture : les auteurs
Crédits photos : les auteurs*





éditorial



29es Rencontres de l'AUGC



Université AbouBekr Belkaïd – Tlemcen

29-31 Mai 2011

Organisées à partir de 1983, les rencontres de l'association universitaire de Génie Civil (AUGC) sont devenues en France un espace d'échanges annuel entre les chercheurs universitaires. La nouveauté en cette année 2011 a été d'organiser la 29^e édition à Tlemcen en Algérie, ce qui fût une très grande réussite.

Il s'agissait, grâce à cette manifestation, de se donner les moyens de penser et d'imaginer de nouveaux liens et interactions entre spécialistes du génie civil au profit du monde méditerranéen. C'est dans ce but que ces rencontres étaient dédiées à l'expression d'une pensée ouverte et critique sur le génie civil au service de la Méditerranée. Les prises de contact, en cercle restreint ou dans l'optique de mettre en place des réseaux de collaboration plus structurants, ont été nombreuses. Les thèmes autour desquels ces collaborations pourront se développer sont multiples : sécurité parasismique des bâtiments et des barrages, préservation et gestion du patrimoine, maîtrise des risques...

Cette soif d'échanges et de projets partagés débouchera, nous n'en doutons pas, sur de nombreuses actions concrètes. Au Sud comme au Nord de la Méditerranée, chacun en tirera bénéfice.

Chercheurs, universitaires et ingénieurs ont été conviés pour transmettre leur savoir et pour échanger au cours des débats. Trois cent personnes ont participé à ces 29^e rencontres avec 3 conférences plénières, 140 communications orales et 60 posters. Cette forte participation a fait de cette manifestation l'un des lieux les plus importants de la réflexion et du débat sur le génie civil et son apport à la Méditerranée en 2011. De plus, quatre ateliers ont exploré des thématiques variées et surtout de grande actualité en prenant le temps de l'échange des expériences et de la présentation des projets. Ainsi ont été abordés dans ces rencontres de 2011 : la relation Université-entreprise, le management dans la construction, les risques et la durabilité des ouvrages évoluant dans un environnement agressif.

Ces rencontres à Tlemcen visent, à penser ensemble la Méditerranée des deux rives. Elles ont désormais quatre points d'ancrage et une ambition internationale : le Prix jeunes chercheurs, le programme des conférences et posters, les ateliers et la publication à posteriori des meilleurs travaux dans deux revues : EJECE et les Annales du BTP.

Ces rencontres ont exploré la tryptique liée au génie des sols et des ouvrages, aux approches et modélisation, ainsi qu'aux matériaux, au cours de trois jours, les 29, 30 et 31 Mai 2011 à l'auditorium de l'Université AbouBekr Belkaïd.

Les rencontres ont aussi été l'occasion de procéder au renouvellement des instances de l'association. Ainsi Fabrice Gatuingt a été élu Président de l'AUGC en remplacement de Denys Breysse, qui avait annoncé qu'il souhaitait abandonner cette charge tout en restant au CA.

Ces rencontres n'auraient pas pu voir le jour sans la participation active de tous les membres d'organisation de part et d'autre de la Méditerranée. Un grand merci à :

Monsieur le Recteur de l'Université AbouBekr Belkaïd de Tlemcen et ses adjoints pour la précieuse aide qu'ils nous ont prodigué pour l'organisation de cette rencontre.

Monsieur le Président de l'Association Universitaire de Génie Civil en France ainsi que tous les membres des comités d'administration et scientifique qui nous ont fait confiance et qui ont, par ce projet, écrit une nouvelle page de l'histoire de l'AUGC.

Nos amis et éminents spécialistes étrangers qui n'ont pas hésité, malgré les charges et les responsabilités qui sont les leurs, à venir partager avec nous leur expérience dans le domaine du génie civil.



Nos collègues algériens : cadres, responsables et enseignants chercheurs qui sont venus nombreux pour échanger avec leurs collègues français sur des thématiques d'intérêt communs et se concerter sur la stratégie à adopter pour pérenniser les actions de partage.

Nos amis et collègues, membres des comités d'organisation et scientifique de cette rencontre, pour la mobilisation et l'abnégation avec lesquelles ils ont porté le projet de la rencontre.

Ainsi que tous les sponsors, que ce soit les institutions algériennes ou les sociétés françaises dont le soutien financier a amplement contribué à la réussite de cette manifestation.

SPONSORS

- Direction Générale de la Recherche Scientifique et du Développement Technologique (DGRSDT, Algérie),
- Laboratoire Eau et ouvrages dans Leur Environnement de l'université de Tlemcen (EOLE, Algérie),
- Groupe SONATRACH (Algérie),
- Agence Nationale du Développement de la Recherche Universitaire (ANDRU, Algérie),
- Ciments Lafarge (Algérie),
- Syntec Ingénierie (France),
- Contrôle Technique de la Construction d'Oran (CTC, Oran),
- Laboratoire Risk Assesment Managment (RISAM, Algérie),
- Société Sols et Mesures (France),
- Groupe Cosider (Algérie),
- Laboratoire Génie Biomédical de l'université de Tlemcen (Algérie),
- Laboratoire Automatique de l'université de Tlemcen (Algérie),
- Direction de la coopération de l'ambassade de France en Algérie,
- Contrôle Technique des ouvrages hydrauliques (Algérie)
- Société STAAR (Algérie)

Pr. Fouad GHOMARI et Pr. Fabrice GATUINGT





résumés — abstracts

CARACTÉRISATION THERMO PHYSIQUE ET SUIVI THERMIQUE DE DEUX BÂTISSES RÉALISÉES EN BLOCS DE TERRE COMPRIMÉE

H. BENOUALI, A. BRARA, M. MAHDAD,
F. MOKHTARI

La relance de la construction en terre peut constituer une réponse efficiente pour la réduction des impacts environnementaux liés au secteur du bâtiment. Si, les performances mécaniques du bloc de terre comprimée (BTC) sont avérées, néanmoins leur qualité thermique reste à évaluer. L'objectif de ce travail est justement de quantifier ces performances en saison estivale et hivernale. Dans ce contexte, le CNERIB a construit et instrumenté deux bâtisses en BTC, en vu de décrire leur comportement thermique d'été et d'hiver, vis-à-vis d'une sollicitation climatique extérieure représentative de la région Nord du pays. Cette investigation a nécessité de mettre en place une chaîne de métrologie pour la collecte de mesures in situ. Dans cet article, le comportement thermique de ces deux bâtisses est décrit et les paramètres de l'inertie thermique de la paroi de mur en BTC déterminés.

THERMO PHYSICAL CHARACTERIZATION AND THERMAL MONITORING OF TWO RESIDENCES MADE OF COMPRESSED EARTH BLOCS

The revival of earth construction can constitute an efficient response for the reduction of the environmental impacts related the building area. If, the mechanical performances of the compressed earth block (CEB) are proven, nevertheless their thermal qualities remain to be quantified. The objective of this work is to develop and quantify these performances in winter and summer season. The National Center of research and studies integrated built and instrumented in the framework of a research project two residences made of CEB, in order to describe their thermal behaviour of summer and winter and this, under a climatic request external representative of the Northern area of the country. This study required to set up a chain of metrology for the collection of in situ measurements. In this article, the behaviour of these constructions is described and the parameters of thermal inertia of the wall are determined.

ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOMÉCANIQUE DES LATÉRITES DE DANO (BURKINA FASO) POUR UNE UTILISATION DANS L'HABITAT

Abdou LAWANE, Anne PANTET, Raffaele VINAI, Jean Hugues THOMASSIN

Cet article présente les résultats d'études géologique et géomécanique sur la latérite de la carrière de Dano au Burkina Faso. Le travail de terrain a consisté à décrire la géologie des carrières et des sites environnants pour déterminer les roches mères, leur altération et leurs interrelations. Les propriétés physico-mécaniques ont été étudiées pour démontrer la potentialité de l'utilisation de ce matériau pour des simples constructions individuelles. Des tentatives de détermination des paramètres mécaniques à partir d'un essai simple sont en cours de validation pour faciliter la gestion des carrières par les artisans-exploitants. Ces propriétés seront complétées par des données thermiques et environnementales. Des études socio-économiques sont également en cours pour valoriser l'utilisation

de ce matériau et proposer des méthodes alternatives de construction adaptées aux conditions locales.

GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL INVESTIGATION ON LATERITE DIMENSION STONE AS BUILDING MATERIAL (DANO, BURKINA FASO)

This paper presents the preliminary results of geological and geomechanical studies on the laterite stone exploited at Dano quarry in Burkina Faso. The field work described the geological structure of quarry sites and their environment to determine their alterations and the links between the bedrock and lateritic material. Physico-mechanical properties have been studied for assessing the potentiality of this material for individual housing. Some correlations between mechanical parameters and simple field tests are under study in order to allow a rapid appreciation of rock quality by local artisans for better quarry management. The analysis is to be completed with thermal and environmental considerations. Some social and economic evaluations are in progress in order to valorize such material and to foster its utilization under local conditions.

ÉVALUATION ET AMÉLIORATION DE LA QUALITÉ D'INTERFACE DANS LES BÉTONS DE GRANULATS VÉGÉTAUX

V. NOZAHIC, S. AMZIANE

L'élaboration de bétons de granulats lignocellulosiques légers, que nous nommerons agrobétons, a déjà été considérée du point de vue des caractéristiques physiques, chimiques ou encore hydrothermiques. Ils ont été étudiés macroscopiquement au titre de matériau du génie civil quand ils auraient pu être observés comme des matériaux composites. En réalité, les interfaces sont au même titre que celles du béton classique les points faibles de ces composites. En contact avec un liant, les particules végétales ont la capacité d'absorber par succion capillaire de grandes quantités d'eau. Ces transferts d'eau impactent les processus d'adhésion à l'interface, génèrent des déséquilibres dimensionnels comme un gonflement des granulats et peuvent influencer localement l'hydratation du liant. Cet ensemble de problèmes, localisé dans une zone dite de transition interfaciale, prend une importance considérable lorsque les granulats végétaux se chevauchent comme c'est le cas dans les agrobétons.

Le principal objectif de cette étude a été de caractériser l'interface entre des particules végétales et un liant minéral durant les heures suivant le malaxage et après plusieurs jours. Les résultats soulignent l'importance de du prémoillage des granulats et l'intérêt potentiel de traitements pour améliorer l'adhésion et la zone de transition à court et long terme.

INTERFACE QUALITY INVESTIGATION AND IMPROVEMENT IN PLANT AGGREGATE BASED CONCRETES

Engineering of ultra-lightweight lignocellulosic concretes had been already considered from the point of view of the physical, chemical or hydrothermal characteristics. They have been studied macroscopically as a civil engineering material when it could also be observed as a composite material. In fact, the interfaces are the weakest part of these composites. In contact



with a binder, particles have the ability to absorb by capillary suction huge quantities of water. This water transfers impact the interfacial adhesion process, create dimensional unbalance like aggregate swelling and can influence locally the binder hydration. All this problems are localised in an interfacial transition zone (ITZ) and take a great importance when aggregates are overlapping. It is the case with most of the ultra-lightweight lignocellulosic concretes.

Main goal of this study was to characterise the interface between the vegetable particles and the mineral binder during the first hours and after several days. Results underline the water management as a key axe to solve partially interfacial problems. Particle coatings show interesting ability to improve adhesion and samples' ITZ.

INFLUENCE DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION ET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT DES BÉTONS À LA TRACTION PAR FENDAGE

Bensaid BOULEKBACHE, Mostefa HAMRAT, Mohamed CHEMROUK, Sofiane AMZIANE

L'objectif de cet article est d'étudier l'effet de la résistance du béton et la présence des fibres métalliques sur la résistance au fendage et la ductilité des bétons fibrés. Les principaux paramètres du programme d'essai sont : la résistance à la compression, le dosage et élancement (longueur/diamètre) des fibres. Les résultats montrent que la présence des fibres et la résistance à la compression du béton ont un effet significatif sur le comportement du béton fibré au fendage. Les fibres se sont avérées plus efficaces dans les matrices à hautes résistances, en augmentant à la fois la charge ultime et la ductilité. Cette augmentation est attribuée à la bonne qualité d'adhérence entre les fibres et la matrice; une augmentation allant jusqu'à 70 % a été enregistrée. Les résultats montrent l'existence de deux mécanismes de rupture, le premier est associé à une fissure centrale, le second à des fissures secondaires initiées au niveau des bandes de chargement après la fissure principale.

INFLUENCE OF COMPRESSIVE STRENGTH AND FIBRE ON THE BEHAVIOUR OF CONCRETE UNDER TENSILE SPLITTING

The aim of this paper is to study the effect of the concrete compressive strength and the presence of steel fiber on the splitting strength and the ductility of fiber-reinforced concretes. The main parameters of the testing program are: the compressive strength, the fiber volume and the aspect ratio (length/diameter) of the fibers. The results show that the fibers and the compressive strength of concrete have a significant effect on the behavior of fiber-reinforced concrete in splitting. The fibers were more effective in high-resistance matrix, increasing both ultimate load and ductility. This increase is attributed to the better quality bond between fibers and matrix; an increase of up to 70% was recorded. The results revealed the existence of two failure mechanisms; the first one is associated with a central unique crack, whereas the second with secondary cracks initiated at the bearing strip after the main one.

APPORTS D'UN TRAITEMENT NON TRADITIONNEL POUR LE COMPACTAGE DES SOLS FINS

Gaëtan BLANCK, Olivier CUISINIER, Masrouri FARIMAH

La volonté des entreprises de terrassement d'améliorer le bilan environnemental des chantiers de terrassement pousse à valoriser

au mieux l'ensemble des sols naturels extraits. Le traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques est couramment utilisé à cette fin. Cependant, certains sols ne sont pas aptes à ce type de traitement. Par ailleurs, les objectifs du développement durable visent également à réduire les consommations d'eau et les émissions de gaz à effet de serre des chantiers. Atteindre ces objectifs passe par le développement des techniques de traitement traditionnel et l'évaluation des potentialités de techniques innovantes. Il a ainsi été proposé l'utilisation de dérivés de sous-produits industriels dont l'impact environnemental est a priori limité. Dans ce contexte, trois sols fins ont été traités avec une solution aqueuse acide. Pour l'un des sols étudiés, les résultats ont mis en évidence un décalage de la courbe Proctor vers le côté sec accompagné d'une amélioration immédiate des résistances à la compression simple du sol. Les modifications des caractéristiques de compactage permettraient de réaliser des économies d'eau et d'énergie lors de la mise en œuvre de sols secs. Cependant, les effets observés apparaissent comme très dépendants de la nature du sol.

EFFECT OF A NON-TRADITIONAL STABILIZER ON THE COMPACTION OF FINE-GRAINED SOILS

Reduction of environmental impact of earthworks is a growing issue. One of the major challenges of earthworks companies is to use most of natural materials extracted within the construction site, even materials with very low geotechnical characteristics. The common solution in earthworks is to add lime or cement in the soil to improve its geotechnical properties. But, all soils can not be treated with these additives and sustainable development principles also imply to reduce the consumption of water and non renewable energies. To reach this aim, the use of industrial by-products with limited environmental impact has been proposed. In this study, three silty soils were treated with an acid solution. For one of the tested soils, the experimental results showed a reduction of the optimum Proctor water content that leads to an immediate improvement of the unconfined compressive strength of treated soil. The modifications of compaction characteristics allowed a better compaction of dry soils and savings of water and energy. However, the effects of the treatment appeared to be highly dependent on soil nature.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT PHYSICO-MÉCANIQUE D'UNE MARNE ARGILEUSE TRAITÉE À LA CHAUX ÉTEINTE. CAS DE L'AUTOROUTE EST-OUEST TRONÇON OUED FODDA / KHEMIS MILIANA (ALGÉRIE)

F. MELLAL, B. LAMRI

Le traitement à la chaux des sols argileux permet d'éviter le transport, valoriser les matériaux locaux, et implique une stabilisation des sols à des coûts très intéressants avant la mise en place des couches superficielles.

Une application du traitement à 2 % de chaux a été exécutée pour la construction du remblai localisé au niveau d'un axe secondaire de l'autoroute Est – Ouest. Une série d'essais a été établie pour contrôler l'exécution et le compactage des couches. Les résultats obtenus sur chantier sont confrontés aux résultats de l'étude au laboratoire.

STUDY OF PHYSICO-MECHANICAL BEHAVIOR OF A MARL CLAY TREATED WITH SLAKED LIME. CASE OF EAST-WEST HIGHWAY SECTION OUED FODDA / KHEMIS MILIANA (ALGERIA)

The treatment by lime of the clayey soils allows to avoid the transport, to value the local materials, and involve a stabilization



of soils in very interesting costs before the implementation of the superficial layers.

An application of the treatment by 2 % of lime was executed for the construction of the elevation localized at the level of a secondary axis of the East-West highway. A trial series was established to control the execution and the compaction of layers. The results obtained on site are confronted with the results of the study in the laboratory.

CRITÈRE DE LA DUCTILITÉ LOCALE DURANT LA CONCEPTION DES BÂTIMENTS EN BÉTON ARMÉ

Amar KASSOUL, Khelifa SEBAI

L'objectif de cet article, tente d'examiner le critère de la ductilité locale exigé par l'Euro code 8 de trois structures auto stables en béton armé. D'abord, on décrit les méthodes d'évaluation des facteurs de ductilités globale de la structure et locale des sections des éléments structuraux en béton armé. Puis, on expose le critère de ductilité locale suggéré par l'Euro code 8. Ensuite, trois structures auto stables en béton armé conçues et dimensionnées selon le code RPA99/v2003 sont identifiées. Afin d'analyser le critère de la ductilité, on détermine le facteur de la ductilité globale de chaque structure et le facteur de ductilité locale des éléments, puis on analyse le critère de la ductilité des trois structures identifiées. Les résultats obtenus montrent clairement que ces structures peuvent atteindre facilement une ductilité de classe moyenne. Par ailleurs, pour atteindre des niveaux de ductilités très élevées et de préserver une ductilité locale très adéquate ce type de structure exige une amélioration constructive assez particulière dans les zones critiques durant la conception.

CRITERION OF THE LOCAL DUCTILITY DURING THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

This paper attempts to review the criterion of the local ductility required by Eurocode 8 for three reinforced concrete structures in frame system. The work initially describes the assessment methods for the global and local ductility factors in reinforced concrete elements sections. Then the criterion of the local ductility is presented as suggested by Eurocode 8. In this study, three reinforced concrete structures in frame system designed and sized according to the code RPA99/v2003 are identified. In order to analyze the criterion of the local ductility, the global ductility factor for each structure and the local ductility factor for the structural elements are determined; and it is followed by the analysis of the criterion ductility for three identified structures. The obtained results clearly show that these structures can easily reach medium class ductility. Moreover, to achieve high class ductility and maintain a very adequate local ductility, this type of structure requires a rather special constructive improvement in critical zones during the design.

USINE SEINE AVAL DERU - REALISATION DES COQUES EN BSI

Gilles DELPLACE - Ziad HAJAR - Alain SIMON

Le projet de mise aux normes de la station d'épuration Seine Aval DERU, réalisé dans le cadre d'un marché de conception-réalisation, et confié par le SIAAP au groupement (Eiffage TP – OTV – LWA – BG ingénieurs conseil), s'appuie principalement sur la technologie de biofiltration BIOSTYR® et sur le procédé de traitement BIOSEP®.

La couverture des bassins, d'une surface totale de 3500m², est réalisée par la mise en place de 180 coques préfabriquées précontraintes par post-tension en BSI®, le béton fibré à ultra hautes performances (BFUP) développé par EIFFAGE TP.

Le choix du matériau ultra performant a été retenu par l'architecte Luc Weizmann et associés pour sa plastique minérale et son extrême résistance, qualités permettant de dégager une structure d'une grande finesse et à forte valeur esthétique, tout en offrant une très bonne résistance en milieu agressif, qualité notable puisque le ciel gazeux des BIOSTYR® est chargé en H₂S.

Le présent article décrit la conception détaillée de cette structure aérienne en BFUP constituée de 160 coques courbes en forme de vague, 20 coques plates, 80 cadres supports ainsi que des réseils habillant les façades.

PRECAST THIN SHELLS MADE OF UHPFRC FOR A LARGE ROOF IN A WASTE WATER TREATMENT PLANT NEAR PARIS

In order to upgrade the existing waste water treatment plant of Achères, near Paris, a construction project was attributed by the owner SIAAP to the firm Eiffage TP, further to a call of tender. The extension plant project includes a particular process of water biologic treatment called BIOSTYR®, a large tank in which water is filtered by micro-balls made of polystyrene.

Due to its exceptional mechanical and durability properties, the BSI®, the UHPFRC developed by Eiffage TP, was chosen for the designing of thin architectural structures in such an aggressive area. Not less than 180 precast and pre-stressed thin shells were necessary to cover the whole 3500m² of the BIOSTYR® tank, according to the drawings of high waves imagined by the architect Luc Weizmann.

This article presents the main steps of the project: the designing of the different structures, the suitability tests performed to validate the casting method of the elements and to verify the K coefficients (real fibres orientation) taken into account, the concreting and pre-stressing of the elements in the precast factory, and finally the placing methods on the construction site of the waste water treatment plant.



patrimoine, ville et bâtiment

CARACTÉRISATION THERMOPHYSIQUE ET SUIVI THERMIQUE DE DEUX BÂTISSES RÉALISÉES EN BLOCS DE TERRE COMPRIMÉE

H. BENOUALI¹, A. BRARA¹, M. MAHDAD¹, F. MOKHTARI²

¹ Centre national d'études et recherches intégrées au bâtiment, CNERIB

² Centre de développement des énergies renouvelables, CDER

1. INTRODUCTION

La part importante de l'énergie consommée pour les besoins de fonctionnement des bâtiments (Senicat, 2008), couplé à l'augmentation sans cesse croissante du prix de l'énergie, a amené les chercheurs à s'intéresser aux problèmes de la thermique du bâtiment. A ce sujet et contrairement aux matériaux traditionnels à fort impact environnemental, la terre peut être utilisée comme matériau de construction sans dépenser de l'énergie (Houben, 1997). Son emploi associé à une architecture climatique est une solution attractive pour la réalisation de maisons à fonctionnement passif.

En Algérie, le regain d'intérêt pour ce matériau s'explique d'abord par la volonté de réaliser une partie du programme consacré au logement rural (environ 40%), ensuite par le souci d'adapter la législation au nouveau contexte international en matière du développement durable. Dans cet esprit, une loi sur la promotion des Energies Renouvelables a été d'ailleurs promulguée en août 2004.

Concernant la bibliographie relative au sujet, peu d'études consacrées au suivi thermique des constructions en terre est à relever dans la littérature. Entre autres, une étude

entreprise sur un habitat réalisé en adobe dans le Sud Algérien, a montré la bonne adaptation de ce mode au climat (Benhabib et al., 1994). Dans l'optique de faire revivre en France la tradition de construction en Bauge mécanisé, les travaux menés sur une cellule en modèle réduit réalisée au laboratoire, ont confirmé la bonne inertie thermique des parois ainsi qu'une stabilité de la température de l'ambiance interne, (Marmoret, 2004). Enfin, les travaux menés sur une maison rurale réalisé en murs de briques d'adobe et toiture en voûte en terre dans la région du Sahel, a montré le caractère confortable de ce type d'habitat, (Wyss et al, 2007). Cependant, en raison de la grande variabilité du matériau terre qui autorise une diversité des modes de mise en œuvre, les performances thermiques sont encore non estimées et restent à définir pour les autres modes. D'où l'intérêt porté au mode de construction en bloc de terre comprimée (BTC) pour lequel, un important travail expérimental a été mené au CNERIB sur deux maisons réalisées avec ce matériau, l'une dans le cadre du projet de recherche relevant d'un programme sectoriel du ministère de l'habitat désigné PB, et l'autre dans le cadre d'un projet euro-méditerranéen sur l'efficacité énergétique désigné PM.





Prototype MEDENEC (PM)



Prototype Bioclimatique (PB)

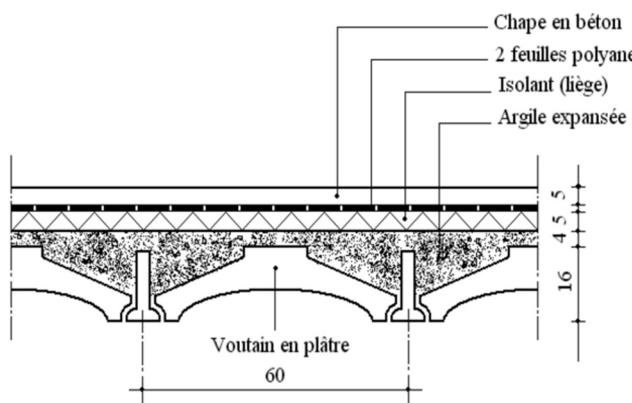
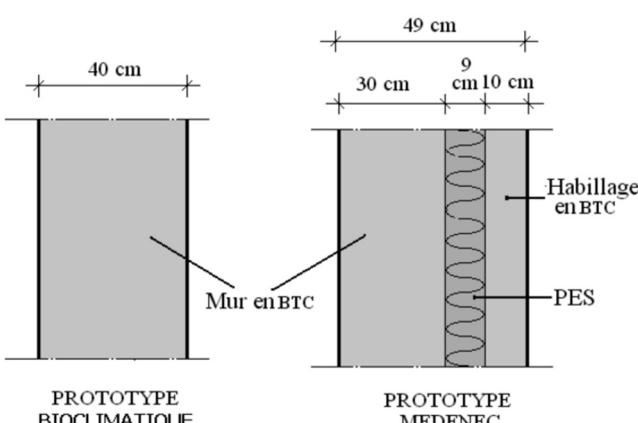
Photo 1. Bâtisses en BTC réalisés au CNERIB

Cet article expose les principaux résultats de la campagne de mesure et met en relief les tendances fortes observables sur le terrain.

2. DESCRIPTION DES DEUX BÂTISSES INSTRUMENTÉES

Les deux bâtisses désignées respectivement PB et PM, d'environ 80 m² de surface habitable chacune et obéissant au principe du bioclimatique, sont toutes deux réalisées en

R-D-C, sur un même site, avec le même matériau et le même mode de construction, mais avec des différences au niveau de la conception des murs et des toitures. Le prototype B (PB) (Ph.1) est en mur porteur homogène de blocs de terre comprimée (fig.2) avec une toiture plate (fig.1) comportant une couche d'isolation en liège, alors que pour le prototype M (PM) (Ph.1), les murs sont isolés par l'extérieur par 9 cm de polystyrène expansé (PES) (fig.2) et une toiture plate isolée par 16 cm de PES et surmonté par une couverture inclinée en tuiles, sur laquelle est disposée une surface de 8 m² de panneaux solaires.

**Figure 1. Composition de la toiture (prototype bioclimatique).****Figure 2. Conception du mur dans chaque cas.**

3. CARACTÉRISTIQUES THERMOPHYSIQUES DES BLOCS DE TERRE COMPRIMÉE

Des échantillons de blocs de terre ont été extraits des deux bâtisses (fig.1). L'extraction a été préférée à la confection et ce, pour tenir compte de la compacité réelle du matériau en place. Ces échantillons ont par la suite été découpés aux dimensions suivantes : 14 × 14 × 5 cm³. Afin de présenter des surfaces lisses et planes au contact des sondes (précision ± 5%), les faces des blocs ont été poncées. Le dispositif utilisé (Ph.2), permet de déterminer expérimentalement la conductivité thermique (λ) et la chaleur spécifique (C_p) conformément à la norme NF EN 993-15 de 2005.

Connaissant la conductivité thermique (λ) et la chaleur spécifique (C_p), la diffusivité thermique (α) et l'effusivité thermique (b) sont déduites à partir des relations théoriques suivantes :

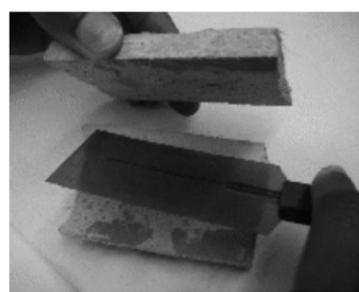
$$\alpha = \lambda / (\rho \cdot c_p) \quad [1]$$

$$b = \sqrt{(\lambda \cdot \rho \cdot c_p)} \quad [2]$$

Avec ρ , la masse volumique apparente de l'échantillon, déterminée après séchage dans une étuve à 105 °C jusqu'à poids constant, par le rapport de la masse (M) et du volume total (V) de l'échantillon.



(a)



(b)



(c)

Photo 2. Ct-mètre (a), sonde pour la mesure de la conductivité thermique (b), sonde pour la mesure de la chaleur spécifique (c)

$$\rho = \frac{M}{V} \quad [3]$$

Le dispositif mis en place, a permis de suivre l'évolution du couple température-humidité relative sur six (06) mois (20 Août 2010 à Janvier 2011). Les paramètres climatiques ont été obtenus à l'aide d'une mini station météo (Ph.3). La mesure du rayonnement solaire global reçu, est réalisée à l'aide de deux pyranomètres (Ph.4), de



Photo 3. Mini station météo



Photo 4. Pyranomètre

type Kipp et Zonen (Sensibilité 18,61 10-6 v/w.m²), (Kaled, 2008).

Pour la mesure des températures ambiante et de surface, des thermocouples de type K (chromel-alumel) ont été fixés en affleurement sur les parois des bâtisses. La chaîne de mesure comprend des capteurs de type K (précision 0,75% / °C), des fils de liaison et un indicateur numérique (Agilent 34970A, résolution 6 ½ digits). Pour l'humidité relative, un enregistreur équipé d'un faisceau à cheveu (série 165-00, précision ± 6%) a été utilisé.

Les mesures suivantes ont été effectuées : la température et l'humidité relative de l'air extérieur, le rayonnement solaire global reçu, la température et l'humidité relative de l'air intérieur et la température sur les parois interne et externe des murs (température de surface).

Pour rappel, les deux bâtisses instrumentées sont inhabitées et à conditions climatiques maîtrisées et subies (ni chauffage ni rafraîchissement).

5. TRAITEMENT DES DONNÉES BRUTES ET MÉTHODE D'ANALYSE

En considérant les données enregistrées conformes aux saisons conventionnelles en Algérie, il a été procédé à l'élimination de toutes les mesures jugées anormales (températures basses l'été ou élevées l'hiver). L'analyse, s'est d'abord basée sur un examen journalier (sur 24h), puis complétée par une analyse en série temporelle.

6. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

6.1. Caractéristiques thermophysiques du bloc de terre comprimée

Les caractéristiques thermophysiques du BTC utilisé dans la construction des deux prototypes PB et PM sont consignées dans le Tableau 1.



**Tableau 1. Caractéristiques thermophysiques du BTC**

ρ_s (kg/m ³)	λ exp (w/m.°C)	α exp. (m ² /h)	C_p exp. (w.h/kg.°C)
2000	1,10	$2 \cdot 10^{-3}$	23,60

6.2. Types de sollicitations thermiques retenues

Deux séquences aux conditions climatiques extrêmes ont été retenues dans cette étude : une journée représentative d'un été chaud et ensoleillé (29 août 2010), et une journée représentative d'un hiver froid et ensoleillé (27 janvier 2011). Les valeurs extrêmes des paramètres hygrothermiques relatives à ces deux séquences sont consignées dans le tableau 2.

Pour la température maximale interne, son examen (Tab.2) fait ressortir pour le prototype PB (resp. PM), une température maximale d'été nettement inférieure à celle de l'extérieur. Une baisse de 5,75°C (resp. 10,7°C) est relevée. En hiver, cette baisse est de 3,5°C (resp. 7°C).

Pour les températures minimales internes, le prototype PB (resp. PM) offre une température interne d'été supérieure à celle de l'extérieur. Un gain de 8,33°C (resp. 3,5°C) est observé. En hiver, le gain devient 6,5°C (resp. 2,6°C).

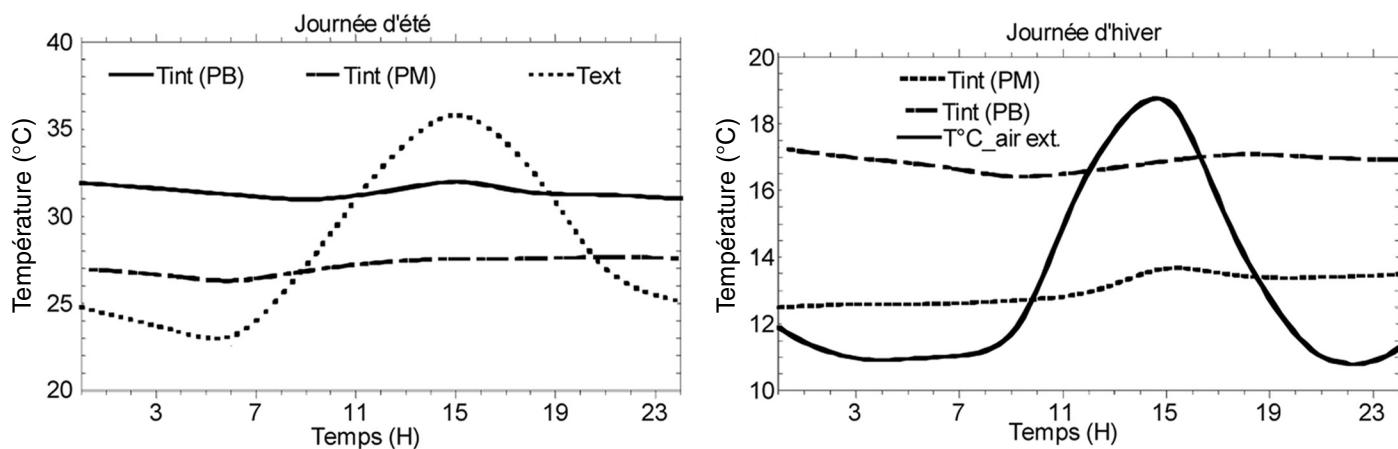
6.3. Comportement thermique des bâties

Les figures 3 et 4 présentent le profil des ambiances interne et externe pour les journées d'été et d'hiver. Leur examen sur les deux saisons, montre, des profils de température quotidienne très stables, reconnaissables par la très faible amplitude entre les températures maximales et minimales internes sur 24 h (écart-type très faible), contrairement à celui de l'air extérieur pour lequel, il est constaté des amplitudes fortes sur les deux saisons (15,8 °C en été et 11 °C en hiver).

Pour les humidités relatives, exception faite de l'humidité relative interne du PM qui suit une tendance de baisse en période d'été, le même constat est relevé, à savoir, la très grande stabilité de l'humidité relative interne (écart-type très faible) par rapport à celles de l'extérieur ; ce qui illustre la qualité régulatrice d'hygrométrie et tempérante du mur en bloc de terre comprimée.

Tableau 2. Valeurs maximales et minimales des paramètres pour un jour d'été et d'hiver

	T int (°C)		Text (°C)	HR int (%)		HR ext (%)	
	PB	PM		PB	PM		
Max	Eté	32,71	27,8	38,46	67	68	96,00
	Hiver	17,27	13,8	20,8	56,5	80	87
Min	Eté	30,92	26,1	22,59	64	41	30
	Hiver	16,37	12,5	9,9	55,5	75	34

**Figure 3. Profil de la température extérieure (Text), interne prototype PB (Tint (B)) et interne prototype PM (Tint (M))**

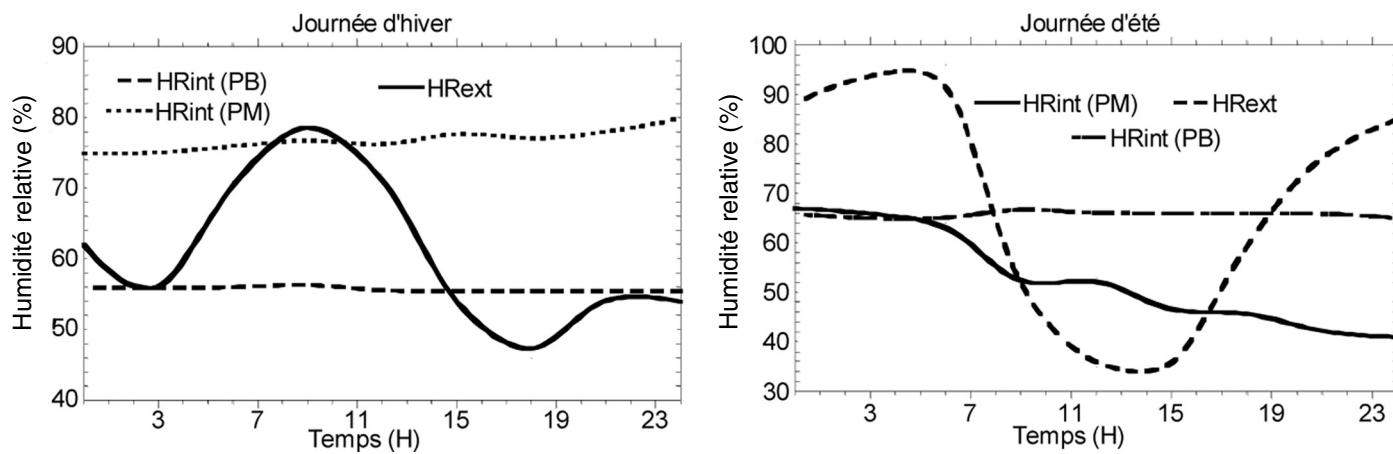


Figure 4. Profil de l'humidité relative extérieure (HR_{ext}), interne prototype PB ($HR_{int}(PB)$) et interne prototype PM ($HR_{int}(PM)$)

L'isolation thermique complète du prototype PM a conduit à des conditions confortables l'été. Pour le prototype PB, nonobstant des températures nocturnes internes supérieures à celles de l'air extérieur, une ventilation naturelle nocturne (indispensable dans le cas étudié) permettra d'atténuer cette surchauffe interne.

La Figure 5 ci-après, donne l'évolution synchrone des températures relevées au cours de la journée type d'été, sur les faces externes des murs des deux prototypes. Son examen fait ressortir des valeurs de température qui sont plus élevées sur le prototype PM que sur le prototype PB. A noter aussi, l'échauffement rapide et tôt le matin de ces murs, ce qui laisse penser que durant la nuit et très tôt matin, la chaleur freinée par l'isolant, et restée confinée dans le mur, se serait restituée vers l'extérieur par conduction. En diurne, la surface se réchaufferait simultanément par rayonnement solaire et par conduction.

Pour le prototype PB, il est patent que ces échanges sont régis, pendant la journée, par le rayonnement solaire, alors qu'en nocturne ils sont gouvernés par la convection naturelle. Aussi, les parties soumises à un fort rayonnement le matin se refroidissent très rapidement à sa disparition.

La Figure 6 ci-après, donne l'évolution synchrone des températures relevées au cours de la journée type d'hiver, sur les faces internes des murs des deux prototypes.

Son examen fait clairement ressortir sur le prototype PM, l'effet freinant des apports solaires gratuits le jour. Il est enregistré une température inférieure de 5°C en moyenne par rapport à la température interne du prototype PB. Ce dernier, semble mieux remplir les conditions passives pour ses besoins de chauffage. Contrairement au prototype PM, il ne nécessite qu'un chauffage d'appoint l'hiver pour le confort d'hiver (en Algérie, la température de consigne d'hiver est de 19°C), (CNERIB, 2000). Quant au prototype PM, un chauffage écologique et à faible impact sur l'environnement rendrait intéressante cette solution.

Par ailleurs, l'examen des profils (fig.5 et 6) montre qu'à l'inverse du mur orienté Nord, les murs orientés Est, Ouest et Sud minimiseraient (resp. augmenteraient) les besoins de chauffage (resp. de rafraîchissement).

La Figure 7 présente l'évolution synchrone de la température extérieure et celle de la surface interne du mur orienté Sud de chaque prototype. Son examen révèle que durant les journées d'été, le mur du prototype PB a conduit à un bon amortissement du pic de chaleur de l'ordre de 4,5°C et décalé de 05 heures. Autrement dit, le mur homogène en BTC a permis, grâce à sa capacité thermique assez importante, de stocker la chaleur extérieure pendant la journée en l'amortissant de 4,5°C et de la restituer grâce à une valeur de diffusivité thermique relativement faible, 05 h plus tard,

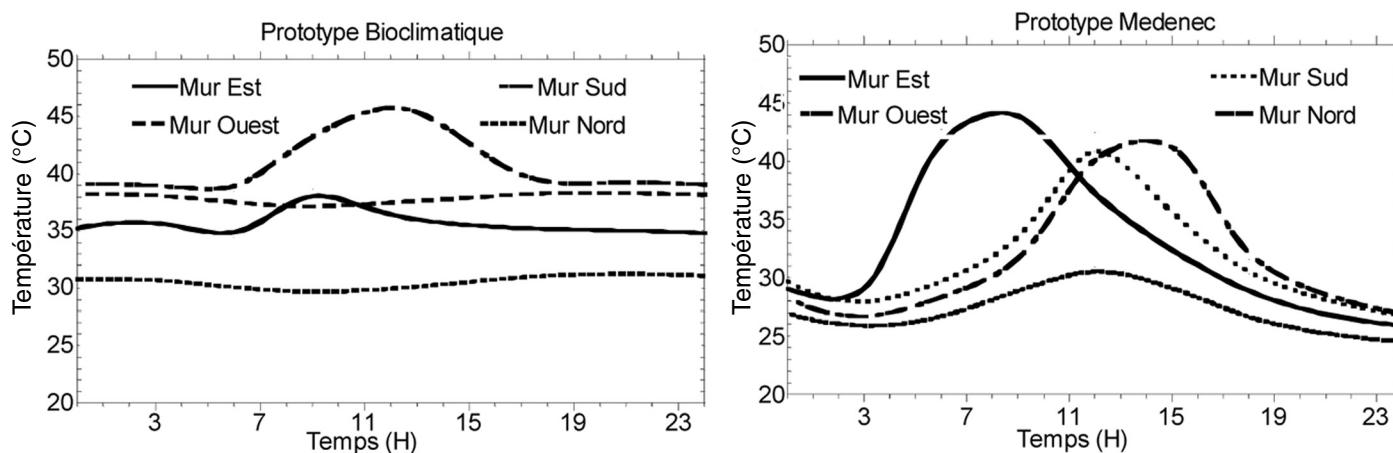


Figure 5. Profil des températures (faces externes des murs ; journée type d'été)

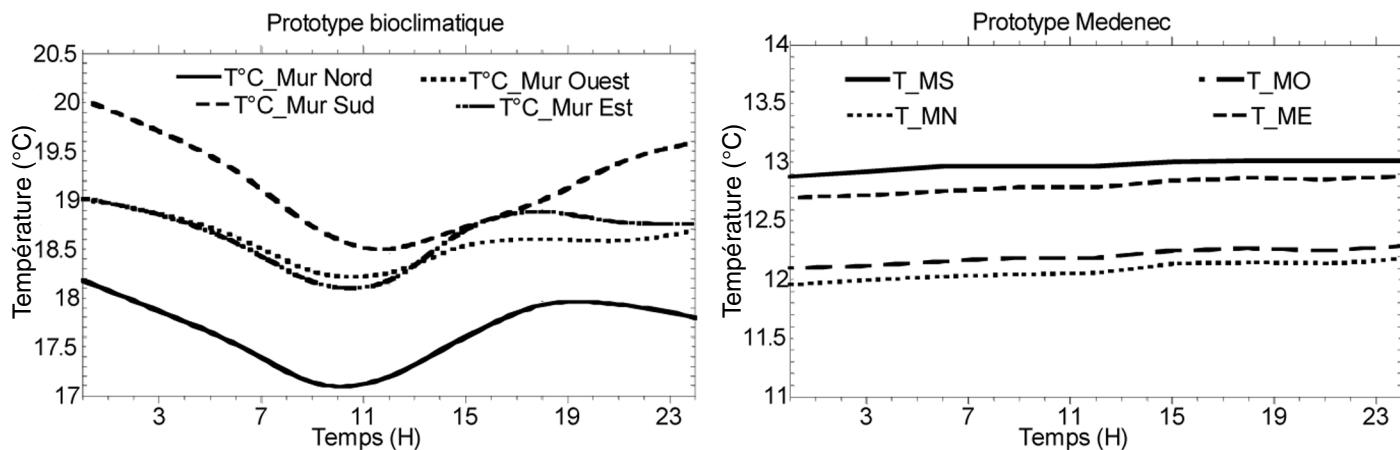


Figure 6. Profil des températures (faces internes des murs ; journée type d'hiver)

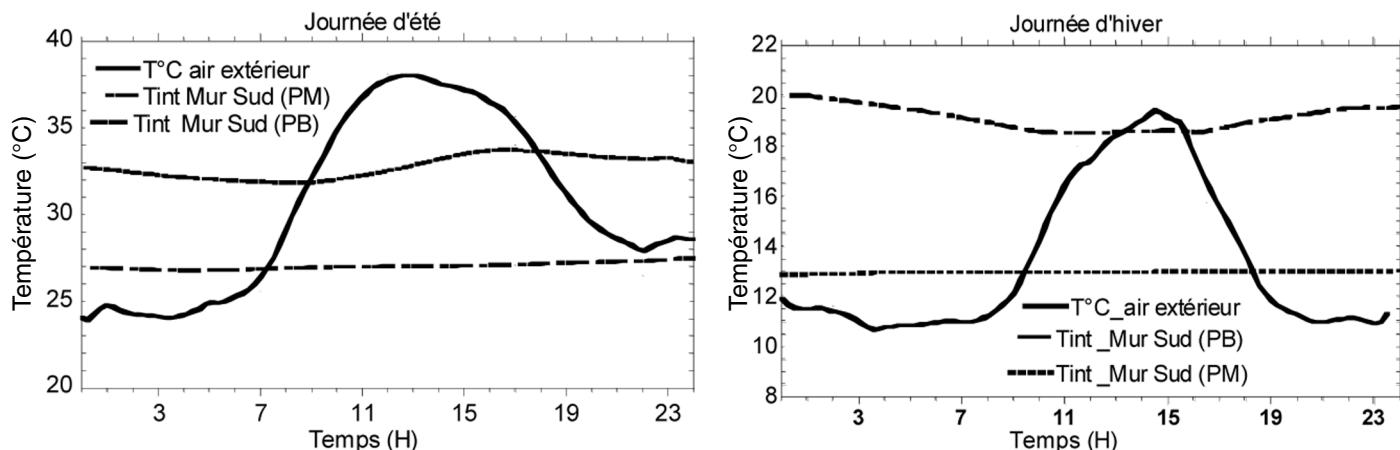


Figure 7. Profil de la température extérieure et de la température de la surface interne du mur orienté Sud du prototype PB (resp. PM) (journées d'été et d'hiver)

soit lorsque la température extérieure commence à baisser. Par contre sur le prototype PM, il est relevé, un amortissement constant appréciable (avec absence de pic) de 11°C les journées d'été et une amplification faible constante de l'ordre de 2°C seulement les nuits d'hiver.
Les figurent 8 et 9 présentent respectivement les effets sur le prototype PB du brise-soleil et de l'écran végétal ainsi que l'effet de l'isolation de la toiture.

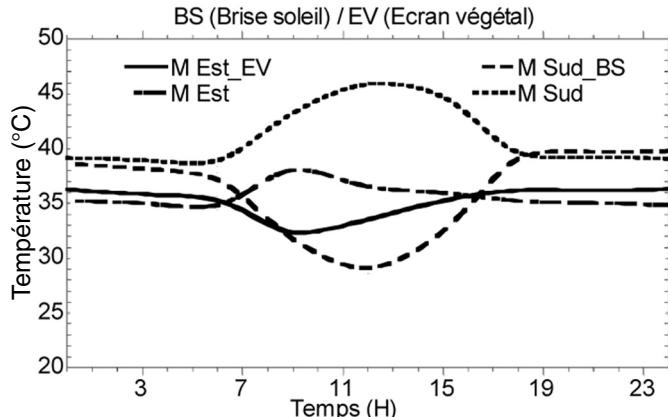


Figure 8. Effet d'un brise-soleil et d'un écran végétal

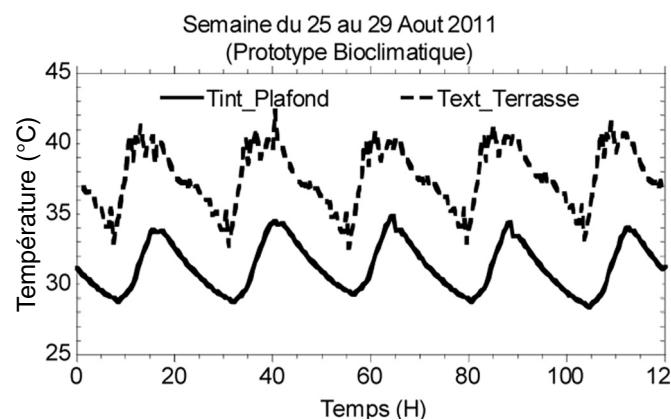


Figure 9. Effet de l'inertie de la toiture

Les effets bénéfiques de ces quelques dispositions introduites sur l'abaissement des températures sont bien confirmés. De plus, les résultats de la figure 9 suggèrent une similarité de comportement entre la température de la toiture et celle du plafond. Sur cet aspect des effets, il serait intéressant d'examiner si, une conception orientée hiver pour le prototype PB n'aurait pas comme corolaires surchauffe et inconfort l'été.

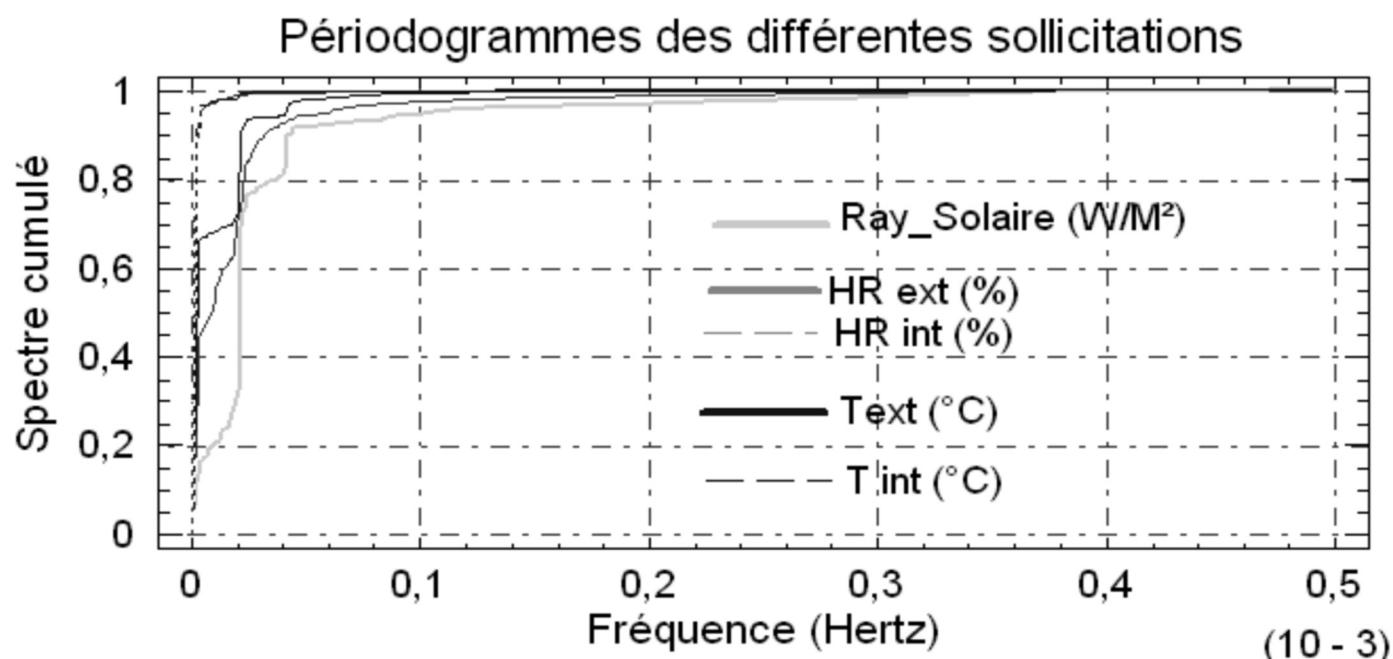


Figure 10. Spectres cumulés de puissance des sollicitations

Enfin, la figure 10 illustre les périodogrammes déduits à partir d'une analyse en série temporelle des différentes sollicitations. Les spectres de puissance révèlent que la paroi en BTC est soumise à une sollicitation de type basse fréquence. Hormis pour le rayonnement solaire, environ 85% de l'information dynamique (variance) des autres sollicitations, se concentre sur des fréquences inférieures à $0,02 \times 10^{-3}$ Hertz, soit une période d'environ 14h. La température et l'humidité de l'air habité sont plus stables que ceux de l'air extérieur et l'éclairement solaire paraît comme étant le signal le plus riche en fréquences. Toutes les sollicitations ont une composante périodique marquée sur une journée.

7. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail est de valoriser et quantifier les performances thermiques en saison estivale et hivernale de deux bâtisses. De cette investigation in-situ, il ressort le caractère *respirant* et *amortissant* du matériau terre. L'analyse de la sollicitation thermique en série temporelle a révélé une composante périodique marquée sur une journée pour une paroi homogène en BTC et que, par ailleurs l'épaisseur choisie semble satisfaisante pour traiter les problèmes de l'inertie thermique de l'ordre d'une journée. Le prototype réalisé en mur homogène semble mieux remplir les conditions d'un fonctionnement passif, et donc bien adapté à notre climat. Certes, si une isolation totale est intéressante en été, par contre en hiver, elle freine considérablement les apports solaires gratuits du jour. Sur cet aspect, le rôle de l'isolant reste ambigu pour le contexte étudié car 1- seul un chauffage écologique et à faible impact sur l'environnement rendrait intéressante cette solution, 2- il risque de freiner l'évacuation de l'excès de chaleur la nuit et enfin, 3- la question pertinente à ne pas éluder est de savoir s'il est nécessaire, pour notre climat, de

procéder à une isolation complète de la bâtie. Sur un autre plan, selon que la bâtie est isolée ou non, cette étude a mis également en évidence une variabilité dans les modes de transfert de chaleur intervenant lors des échanges diurne et nocturne.

Comme perspective, l'estimation de la performance énergétique de ce type de construction est d'un intérêt avéré.

8. RÉFÉRENCES

- Benhabib R., Aït Mokhtar A., et ALLARD F., Analyse bioclimatique de l'habitat traditionnel des régions désertiques Nord sahariennes, LEPTAB, Dpt G.C et Mécanique, Université de la Rochelle, Paris, France, 1994
- CNERIB, *Réglementation thermique d'hiver*, Document technique réglementaire, Edition CNERIB, Algérie, 2000
- Houben H., « Pour une architecture nouvelle », *Écodéci-sion*, Autonome, 1997
- Kaled A., Dispositif d'étalonnage du pyromètre, rapport de stage, Laboratoire d'Energétique, d'Electronique et Procédés, Université de la Réunion, 2008
- Marmoret L., Exemple de suivi thermique d'une maison expérimentale en bauge mécanisée, Laboratoire des technologies innovantes, Université Jules Verne de Picardie, Amiens, France, 2004
- NF EN 993-15, *Ct-mètre : Appareillage pour la mesure de la conductivité et de la chaleur spécifique*, CSTB Grenoble, 2005
- Senicat C.A., « l'efficacité énergétique dans le secteur résidentiel : une analyse des politiques des pays du Sud et de l'Est de la Méditerranée », *Idées pour le débat sur le changement climatique*, n°14, pp.1-67, 2008
- Wyss U et SAURET H., Indicateurs de confort dans la technique de la voûte nubienne, Rapport intermédiaire, 2007



éco-matériaux

ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOMÉCANIQUE DES LATÉRITES DE DANO (BURKINA FASO) POUR UNE UTILISATION DANS L'HABITAT

Abdou LAWANE^{1, 2}, Anne PANTET^{1, 2}, Raffaele VINAI¹, Jean Hugues THOMASSIN¹

¹ Laboratoire Eco-Matériaux et Techniques de Constructions (LEMC, Fondation 2iE),
BP 594 - Ouagadougou 01, rue de la Science, Burkina Faso

² Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC) à l'université du Havre, Bâtiment COREVA
53 rue de Prony - BP 540 - 76058 Le Havre Cedex

1. INTRODUCTION

La latérite désigne une vaste classe de matériaux issus de l'altération extrême des roches, dans les zones intertropicales de tous les continents. La définition proposée par Schellman semble aujourd'hui faire l'unanimité : « Les latérites sont des produits d'intense altération météorique et sont constitués d'un assemblage minéral qui peut être fait de goethite, d'hématite, d'hydroxyde d'aluminium, de kaolinite et de quartz. Le rapport $\text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$ comparé à celui de la roche mère doit être tel que la formation latéritique ne contienne pas plus de silice que celle qui est retenue dans le quartz qui subsiste et celle qui est nécessaire à la formation de la kaolinite» (Schellmann, 2003). Elle est tendre à l'état frais et devient dure une fois exposée à l'air, (Bourmana et Ollier, 2002).

Si, les sols latéritiques ont fait l'objet de nombreuses études en vue de leur utilisation dans la construction des routes et

des pistes (Millogo et al, 2008), les roches latéritiques ont été un peu moins étudiées. En Inde, un certain nombre d'études a été fait aboutissant à l'élaboration d'une norme (Kasturba, 2005, 2007) quant à l'utilisation des blocs de latérites comme éléments de maçonnerie dans la construction traditionnelle. En Afrique, ce matériau représente une ressource non négligeable, utilisable seul ou associé à une structure en béton pour la réalisation d'habitats.

Avec la recherche permanente d'un habitat durable à faible coût d'exploitation, des nombreux acteurs du BTP s'intéressent de plus en plus à ce matériau dit traditionnel. Cependant l'insuffisance des données scientifiques sur ce matériau freine son utilisation par les ingénieurs et architectes en quête permanente des projets innovants pour résoudre le besoin croissant en logement de l'Afrique.

Cet article présente les résultats obtenus sur des échantillons provenant de carrières artisanales et industrielles de Dano, localité située au sud-ouest du Burkina Faso dans le



cadre d'un projet éco-matériaux en zones tropicales du 2iE. Les premiers critères retenus pour caractériser les matériaux avec les moyens disponibles sont la résistance à la compression, la résistance à la flexion, les paramètres thermo-physiques, la capacité à l'absorption et la sensibilité à l'eau, les masses volumiques sèche et saturée et la porosité associée.

Une méthode simple telle que le test au scléromètre in-situ peut répondre aux besoins des artisans dans la vérification de la qualité des briques et la gestion des formations géologiques.

2. PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Le canton de Dano se situe dans le sud-ouest du Burkina Faso sur la RN 12, au sud de Pâ et à 60 km de la frontière du Ghana. Le climat est de type soudanien-sahélien caractérisé par deux saisons, une saison sèche longue (entre 6 et 7 mois) et une saison pluvieuse courte, les précipitations atteignent 1500 mm.

La carte géologique de Houndé au 1/200 000 (Ladmirant et al., 1977) indique un socle d'âge Précamalien inférieur et moyen, constitué de roches acides (granites, migmatites et de gneiss - anté-Birimien) et d'une série birimienne avec des roches basiques d'origine volcanique, pyroclastique et volcano-sédimentaire. Sur ce socle érodé et altéré reposent des formations récentes, tertiaires et quaternaires, constituées d'un recouvrement latéritique, d'alluvions et de complexes fluvio-lacustres.

Les recouvrements latéritiques sont bien visibles dans le paysage avec leur forme tabulaire légèrement inclinée vers l'Est. Dans la zone d'étude des carrières de Dano, les latérites reposent sur un substratum identifié comme des andésites schisteuses, dont la schistosité suit les directions birimienennes NNE-SSW et N60° à N80° E tout comme les filons de quartz intercalés. Les failles, difficilement repérables, ont une direction N 120° E.

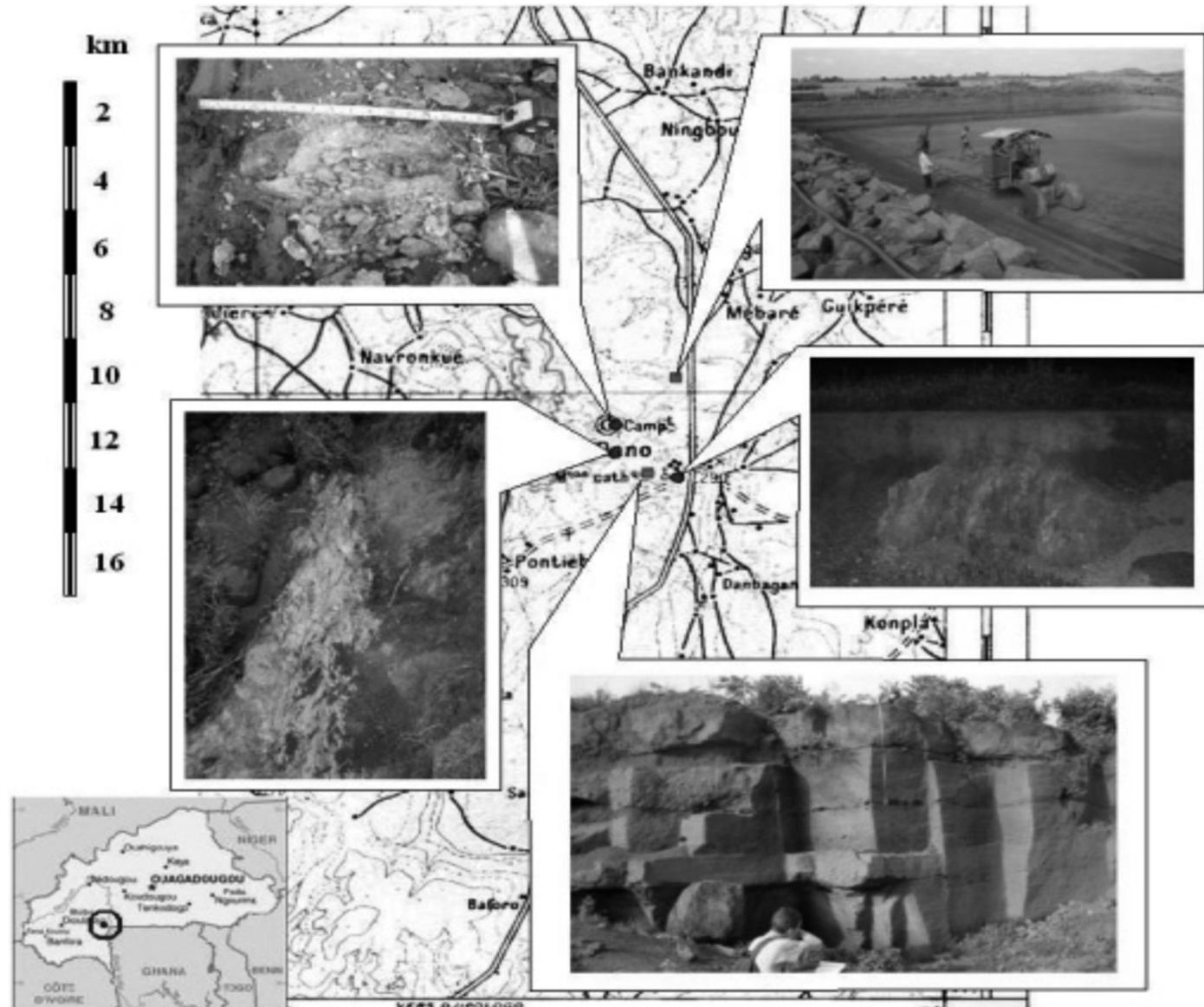


Figure 1. Vues générales du site d'étude et localisation des carrières





Les carrières étudiées se situent à proximité de la ville de Dano. Il s'agit à la fois d'une carrière industrielle qui a été exploitée par l'entreprise « Pierres naturelles » (PN) au Nord, et de carrières artisanales dans un vallon au Sud-Ouest, exploitées individuellement par les habitants mais avec des conditions de sécurité inexistantes.

3. MÉTHODES ET EXPÉRIMENTATION

3.1. Étude de terrain - Prospection géologique

A partir des informations fournies par les documents géologiques, une prospection des affleurements dans la zone d'étude et une analyse détaillée des fronts de taille des carrières ont été réalisées sur le terrain. A cette occasion, un grand nombre d'échantillons a été prélevé pour l'étude des propriétés physiques et mécaniques des moellons de carrière.

3.2. Essais au laboratoire

La teneur en eau et les poids volumiques sont déterminés conformément à la NF P 94-050. Le poids spécifique est déterminé grâce au pycnomètre à air selon la norme EN 1097-7. La porosité et l'indice de vides ont été calculés grâce aux relations qui existent entre les paramètres physiques.

Les essais d'absorption ont été réalisés selon la norme NF EN 14617-1 sur blocs de dimensions 15 x 15 x 15 cm séchés sur place ou préalablement mis à l'étuve (105°, 24h). L'absorption pondérale (Hp) est calculée par la formule :

$$Hp(\%) = \left(\frac{M_w}{M_d} \right) \times 100 \quad [1]$$

(M_w = masse d'eau absorbée, M_d = la masse sèche du bloc testé)

Les essais de compression monoaxiale et de flexion 3 points ont été réalisés sur plusieurs blocs de dimensions variables selon les normes NF EN 14617-15 et NF EN 12372.

Les tests de la résistance à la compression monoaxiale ont été réalisés grâce à une presse équipée d'un vérin hydraulique et d'un comparateur classique qui permet de suivre le déplacement vertical lors de l'écrasement de l'échantillon (Figure.2.a). Par la suite ces déplacements sont utilisés pour tracer la courbe contrainte – déformation et d'estimer le module de Young, ou le module sécant tangent.

Les tests de résistance à la flexion à 3 points ont été réalisés sur 9 dalles de dimensions 40 x20 x 5cm grâce à la même presse, cette fois équipée d'un dispositif qui permet d'appliquer la force de flexion (F) au milieu de l'échantillon (Figure. 2.b). A la rupture, la contrainte maximale de traction due à la flexion est calculée à partir d'équation [2].

$$\sigma_t(\text{MPa}) = \left(\frac{3FL}{2bh^2} \right) \quad [2]$$

(l = longueur entre les deux appuis, b et h les dimensions des blocs)

Des mesures au scléromètre (marteau de Schmidt à faible énergie- type N et P) ont été effectuées directement sur les roches rencontrées le long des profils des carrières et sur des échantillons prévus pour les essais mécaniques. Le marteau de Schmidt mesure le rebond d'un ressort d'une masse impactant contre la surface de l'échantillon. C'est un essai simple, rapide et non destructif qui permet d'estimer par corrélation la résistance à la compression des blocs en fonction du nombre de rebonds. Dans les mêmes conditions que les essais de résistance à la compression (bloc à teneur à eau naturelle, sec et saturé), on mesure le nombre de rebonds sur les six faces des blocs. La moyenne du nombre de rebonds est utilisée pour établir une corrélation entre celle-ci et la résistance à la compression ou le module de Young. Ce travail est basé sur des publications faites avec le même outil pour différentes roches (S. Yagiz, 2008).

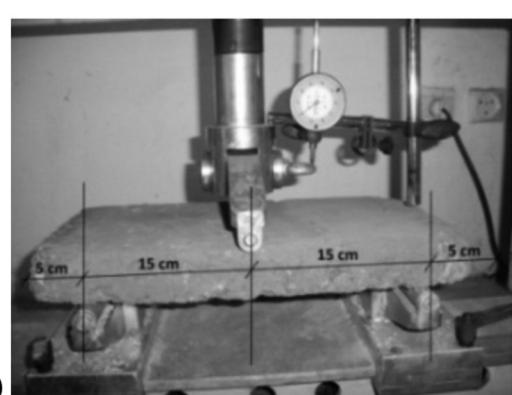
4. RÉSULTATS ET DISCUSSION

4.1. Observations géologiques de la zone d'étude

Les plateaux ou buttes cuirassées sont constitués de latérites indurées (Figure. 4.a et b) et surplombent d'une trentaine de mètres des dépressions et des larges vallées peu



(a)



(b)

Figure 2. Dispositifs expérimentaux – (a) compression – (b) flexion



Figure 3. Test au scléromètre - marteau de Schmidt

encaissées, où affleurent sporadiquement la roche du substrat constituée de schistes blancs, sériciteux, très altérés. Par érosion régressive, de nombreux blocs métriques à décimétriques parsèment les pentes (figure 4.b). Un contact schistes/latérite a été directement observé au pied de la colline située au sud de la ville de Dano (fig. 4.c) et d'autres ont été localisés à proximité du barrage de Dano. La schistosité a une direction N 20°E et est de pendage de 80° vers le NW. Des filons décimétriques de quartz hyalin, dont certains renferment des paillettes d'or, ont été directement observés,. De plus, il a été noté sur le terrain la pré-

sence sporadique de nombreux morceaux de quartz suggérant l'existence de filons démantelés ainsi que des roches vertes microlitiques issues de dykes ou de sills.

4.2. Description géologique des profils des carrières

Les profils Sud et Ouest réalisés à la carrière de PN, profonde de 2,10 m (Figure. 5.a et b) indiquent qu'il s'agit du haut vers le bas d'une latérite à patine rouge et à structure



(a)



(b)



(c)

Figure 4. (a) Cuirasse en sommet - (b) colluvions sur pente - (c) contact avec schistes





alvéolaire reposant sur une latérite ocre-rouge, tachetée blanc et noir à structure compacte. Par endroits, la latérite du bas a une texture limoneuse et graveleuse (pisolithes). Les profils P1 et P2 réalisés au niveau des carrières artisanales (Figure.5c et d) indiquent du haut en bas la présence

d'une cuirasse de latérite noire en surface puis rouge foncée (0,4-0,60m). Des faciès latéritiques meubles graveleux apparaissent sur une épaisseur de 1,10m sous forme de lentilles de géométrie variable. De la profondeur 2,30 à 4,20 m, la latérite est compacte, de couleur ocre-rouge, tachetée

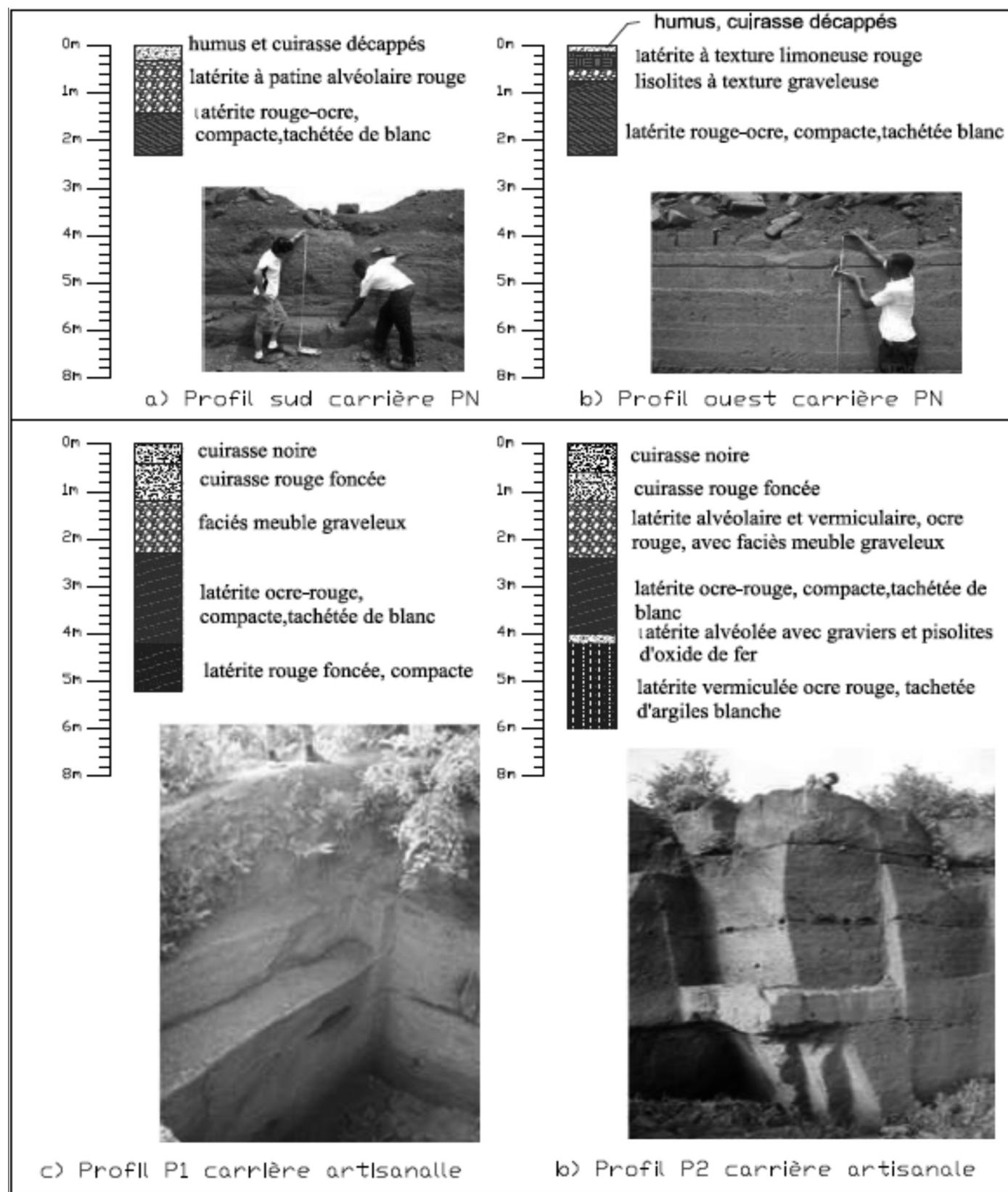


Figure 5. Description des profils des carrières de Dano

de blanc et est marquée par un fin niveau de 10 cm de latérite graveleuse. De 4,20 à 5,20 m (fond de la fouille), la latérite devient rouge foncée, tachetée et vermiculée, renfermant des argiles blanchâtres friables. Les interfaces des bancs sont quasi horizontales et les plans préférentiels des fronts d'exploitation sont N30°E et N120°E. Cette direction préférentielle d'exploitation est celle de la direction birimienne.

4.3. Propriétés physiques

Les valeurs de propriétés physiques des Blocs de Latérite Tailée (BLT) de Dano sont rassemblées dans le tableau 1. Le poids spécifique est très élevé indiquant une proportion importante des oxydes de fer dans la composition minéralogique des latérites.

Essais	Symbol	Unité	Valeur
Poids volumique sec	γ_d	kNm^{-3}	21,7
Poids spécifique	γ_s	kNm^{-3}	31,9
Teneur en eau naturelle	w	%	2,3
Porosité	n	%	29,9
Degré d'absorption	H_p	%	10,8

Tableau 1. Propriétés physiques de BLT de Dano

La porosité déduite des autres paramètres est élevée, de l'ordre de 30%. Sa distribution comme l'indiquent les observations directes sur les affleurements est très complexe, avec des chenaux privilégiés. En ce qui concerne l'absorption de l'eau, les quatre tests effectués ont permis de suivre son évolution au cours de temps. La courbe de la figure 6 montre que le processus de saturation suit une loi logarithmique avec un taux de régression assez satisfaisant. Les lignes en pointillés indiquent qu'après 10 minutes, environ 33% de la saturation finale est atteinte, et qu'après 70 minutes la saturation est de 55 à 65%. Le degré de saturation moyen de 10,8%, correspondant à une porosité

accessible à l'eau de 25 % inférieure à la porosité totale calculée précédemment de 30%.

4.4. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques usuelles sont rassemblées dans le tableau 2. Les valeurs de la résistance à la compression (UCS), comprises entre 1,5 et 5 MPa, sont en accord avec les résultats obtenus pour les latérites indiennes (0,5 à 3 MPa) (Kasthurba et al, 2007, 2006, 2005). Ces valeurs sont aussi du même ordre de grandeur que celles des autres pierres naturelles utilisées dans la construction d'habitats en Turquie telles que les dépôts quaternaires de Caliche (2,03 à 10,4 MPa) (Dinçer et al, 2008), les ignimbrites (1,6 à 2,8 MPa) (Öner et al, 2006) les calcaires (Arman et al., 2008) et les tuffs (6,2 MPa) (Kılıç et Teymen, 2008).

Bien que faibles, les valeurs de résistance à la compression obtenues indiquent cependant des potentialités pour son utilisation en construction. La résistance à la compression est dépendante de la géométrie et du volume des blocs testés. En effet, elle diminue avec l'augmentation de tailles des échantillons. Une fissuration pré-existante peu visible sur le terrain mais perceptible à la manipulation des blocs semble exister. Cette observation a déjà été notée par les indiens (Kasthurba, 2006).

La résistance à la compression dépend également de l'état hydrique du matériau, les échantillons séchés à l'étuve à 105° pendant 24 heures ont une résistance deux fois supérieures à celle des échantillons humides alors qu'il n'y a pas une grande différence entre celles des échantillons saturés et humides. Ce phénomène important pour définir la résistance normalisée des blocs de maçonnerie, sera examiné notamment en vérifiant la teneur en argile des matériaux.

Les valeurs de contrainte maximale avec l'essai de flexion sont comprises entre 0,5 à 1,8 MPa avec une valeur moyenne de 1,15 MPa ; soit environ 30% de la résistance à la compression moyenne obtenue dans le même état hydrique. La discussion du ratio « résistance à la compression/résistance à la traction » est délicate car la résistance

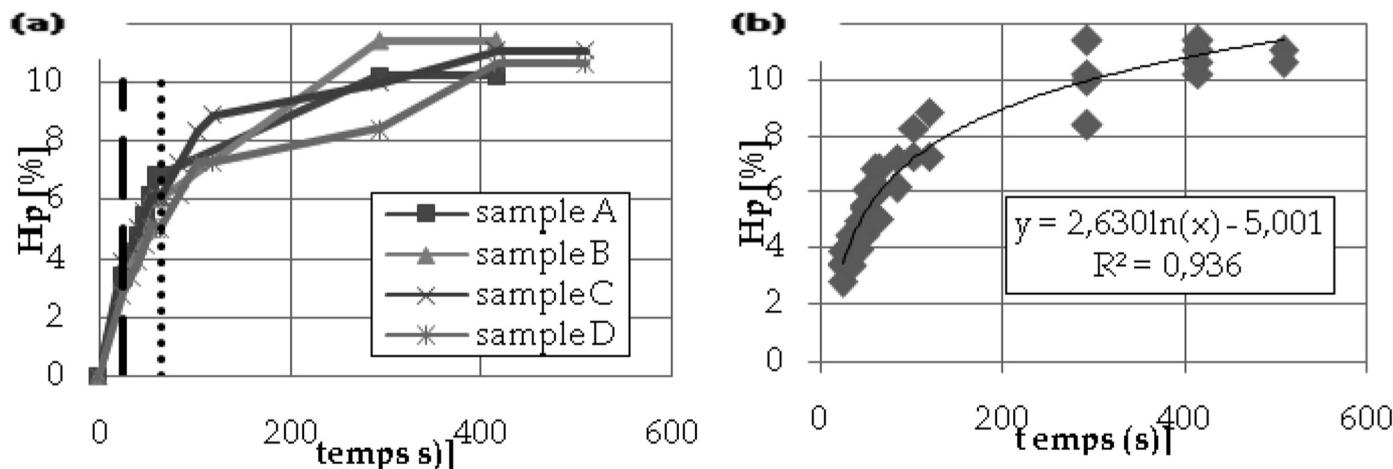


Figure 6. Coefficient d'absorption : (a) résultat des essais – (b) régression logarithmique



Dim. des échantillons	Nbre d'échan.	Moy.	Ecart-type	Max	Min
Resistance à la compression -UCS (MPa) - Influence de la taille des échantillons					
40x20x15	7	1,77	0,34	2,23	1,27
30x20x15	4	3,40	0,38	3,67	2,84
20x20x15	10	3,81	1,28	4,9	1,41
15x15x15	5	3,92	1,14	5,26	2,19
10x10x10	4	5,39	0,60	5,92	4,52
20x15x15	1	5,98	-	5,98	-
UCS (MPa) - Influence de la teneur en eau – Echantillons 20x20x15 et 15x15x15					
Etat naturel	15	3,56	1,33	4,9	1,01
Etat sec	6	7,14	2,01	9,38	4,77
Etat saturé	11	3,12	1,02	4,85	1,82
Contrainte due à la flexion 3 points st (MPa) – Echantillons de 40x30x5					
Etat naturel	9	1,15	0,40	1,85	0,54
Module de Young E (MPa) – Echantillons 20x20x15					
Etat naturel	4	250	23	276	221
Etat sec	5	289	50	357	224
Etat saturé	6	178	68	264	104

Tableau 2. Résultats des propriétés mécaniques

à la traction varie suivant la procédure utilisée soit par essai brésilien, soit par flexion (Hudson et Harrison, 1997). L'allure des courbes contrainte-déformation (figure 7) montre que la rupture est rapidement atteinte, classant la latérite de Dano dans la famille des roches à comportement fragile (Nouguier, 2000).

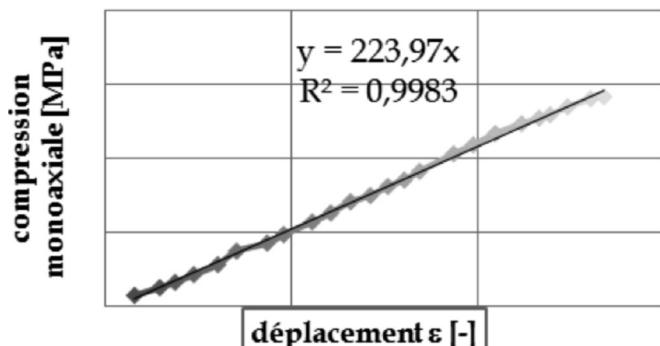
latérite indienne (0,25- 0,8 GPa à l'état naturel, 0,4-0,8 GPa à l'état sec) (Kasthurba, 2006). Les dépôts quaternaires de Caliche ont aussi donné des valeurs du même ordre (0,16 -1,40 GPa) (Dinçer et al 2008).

4.5. Corrélation résistance mécanique-nombre de rebonds au marteau de Schmidt

Les valeurs moyennes du nombre de rebonds déterminées sur des blocs de dimensions 0,20 x 0,20 x 0,15 à différents états hydriques sont présentées dans le tableau 3.

A partir des études similaires (Saffet Y., 2008 ; Aydin A. 2009) établissant des corrélations entre le nombre de rebonds au marteau de Schmidt et les paramètres mécaniques de différentes roches, la résistance à la compression et le module de Young de ces échantillons ont été calculés (tableau 4) et confrontés aux valeurs obtenues dans le tableau 2 pour les blocs 0,20x0,20x0,15.

Ces valeurs corrélées de la résistance et du module de Young étant trop écartées des résultats expérimentaux de la latérite, des nouvelles corrélations ont été établies (figure 6) pour les échantillons à teneur en eau naturelle, secs et humides.

**Figure 7. Exemple de courbe contrainte-déformation-module sécant à l'origine.**

Les modules de Young (tableau 2) compris entre 0,25 et 0,28 GPa, sont en dessous de ceux d'autres roches utilisées dans la construction, mais comparables à ceux des blocs de

Etat hydrique échantillons	Nbr. Ech.	Moy.	Ecart.type	Max	Min
Teneur en eau naturelle	6	47	8	66	31
Sec	6	52	11	78	32
Saturé	6	33	7	51	17

Tableau 3. Nombre de rebonds au marteau de Schmidt – Ech de 0,20x0,20x0,15



	Ech. humide			Ech. sec			Ech. Saturé		
	Moy.	Max	Min	Moy.	max	Min	Moy.	Max	Min
UCS [MPa]* Essai	3,56	4,9	1,01	7,14	9,38	4,07	3,19	4,85	1,82
UCS [MPa]*Corrélé									
UCS = 0.4 Hr-3.6	15,20	22,80	8,80	17,20	27,60	9,20	9,73	16,80	3,20
UCS = 0.994Hr-0.383	46,34	65,22	30,43	51,31	77,15	31,43	32,75	50,31	16,52
UCS = $2.98e^{(0.06Hr)}$	50,00	156,32	19,14	67,49	321,15	20,33	22,02	63,56	8,26
UCS = $6.97e^{(0.01Hr)}$	19,71	30,01	13,84	22,02	39,13	14,15	14,57	21,54	10,15
UCS = $1.45e^{(0.07Hr)}$	38,92	147,17	12,70	55,23	340,89	13,62	14,95	51,50	4,77
E [GPa]* Essai	0,25	0,28	0,22	0,29	0,36	0,22	0,18	0,26	0,10
E [GPa]* Corrélé									
E = $1.04e^{(0.06.Hr)}$	17,45	54,56	6,68	23,55	112,08	7,09	7,68	22,18	2,88
E = $1.77e^{(0.07Hr)}$	47,51	179,64	15,50	67,42	416,12	16,63	18,25	62,86	5,82

* UCS = résistance à la compression monoaxiale (MPa); E = module de Young (GPa); Hr = nombre de rebonds au marteau de Schmidt

Tableau 4. Valeurs expérimentales et calculées de la résistance à la compression et du module de Young à partir des corrélations empiriques publiées. (Saffet Y., 2008)

Il apparaît sur la figure 8 que les expressions des corrélations empiriques obtenues sont meilleures ($R^2 > 0,8$). Cependant elles doivent être considérées avec beaucoup de réserves du fait que les échantillons ne sont pas assez représentatifs et que les marteaux de Schmidt de type N et L ne semblent pas adaptés pour les roches à faible résistance comme la latérite, bien que la première relation examinée se rapproche des mesures. Aussi l'utilisation du marteau pendulaire ne donne pas toujours des résultats fiables en raison de son mécanisme de travail qui est influencé par les conditions environnementales et l'appréhension de l'opérateur : il est donc nécessaire de les préciser pour envisager la comparaison des résultats.

5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Malgré des prédispositions manifestes pour son utilisation en génie civil, le matériau latérite rencontre des réticences quand il s'agit de l'utiliser massivement dans le bâtiment du fait de son comportement méconnu. Il existe cependant un patrimoine ancien de monuments historiques comme la forteresse de Loropeni classée par l'UNESCO, de bâtiments publics comme des églises, des écoles et des dispensaires de l'époque coloniale, des habitations...mais aussi des ouvrages d'assainissement qui ont résisté depuis des centaines d'années aux contraintes et intempéries de la nature.

Les résultats obtenus montrent que la latérite issue de la carrière de Dano présente des résistances à la compression et à la flexion comparables à celles déterminées sur des

échantillons provenant des carrières indiennes qui ont fait l'objet de spécifications normatives. Bien que les paramètres mécaniques diminuent avec l'augmentation de sa teneur en eau, les blocs de latérite résistent à l'eau sans grande perte de matière lors des opérations de saturation. Lors de la confrontation des résultats obtenus avec les tests au marteau de Schmidt avec les estimations établies à partir de cinq méthodes de corrélation, il est apparu toutefois que cet outil est inadapté à la caractérisation mécanique rapide du matériau. Ainsi les nouvelles corrélations établies ne sont pas généralisables au sein même de la même carrière. La conductivité thermique relativement faible obtenue (Lawane et al., 2011) est en accord avec l'appréciation d'une bonne ambiance thermique pour qualifier les habitations en BLT. Une exploitation accompagnée d'une réglementation raisonnée permettrait de fournir sur le marché un matériau en quantité suffisante, contrôlé et certifié, conduisant à réduire les coûts et les délais en garantissant une sécurité de travail des exploitants. Cette approche à une échelle de micro-entreprises permettrait à la fois de résoudre progressivement les nombreux problèmes de logement et d'emploi en exploitant directement l'abondante ressource en latérite sans avoir les coûts et les impacts de transport des matériaux importés, comme le ciment. Les prochaines études seront ciblées sur la caractérisation minéralogique (par DRX et MEB), ainsi que le durcissement à l'exposition à l'air, la sensibilité à l'eau et la conductivité thermique, pour compléter les paramètres caractéristiques des blocs utilisés dans les constructions en maçonnerie.



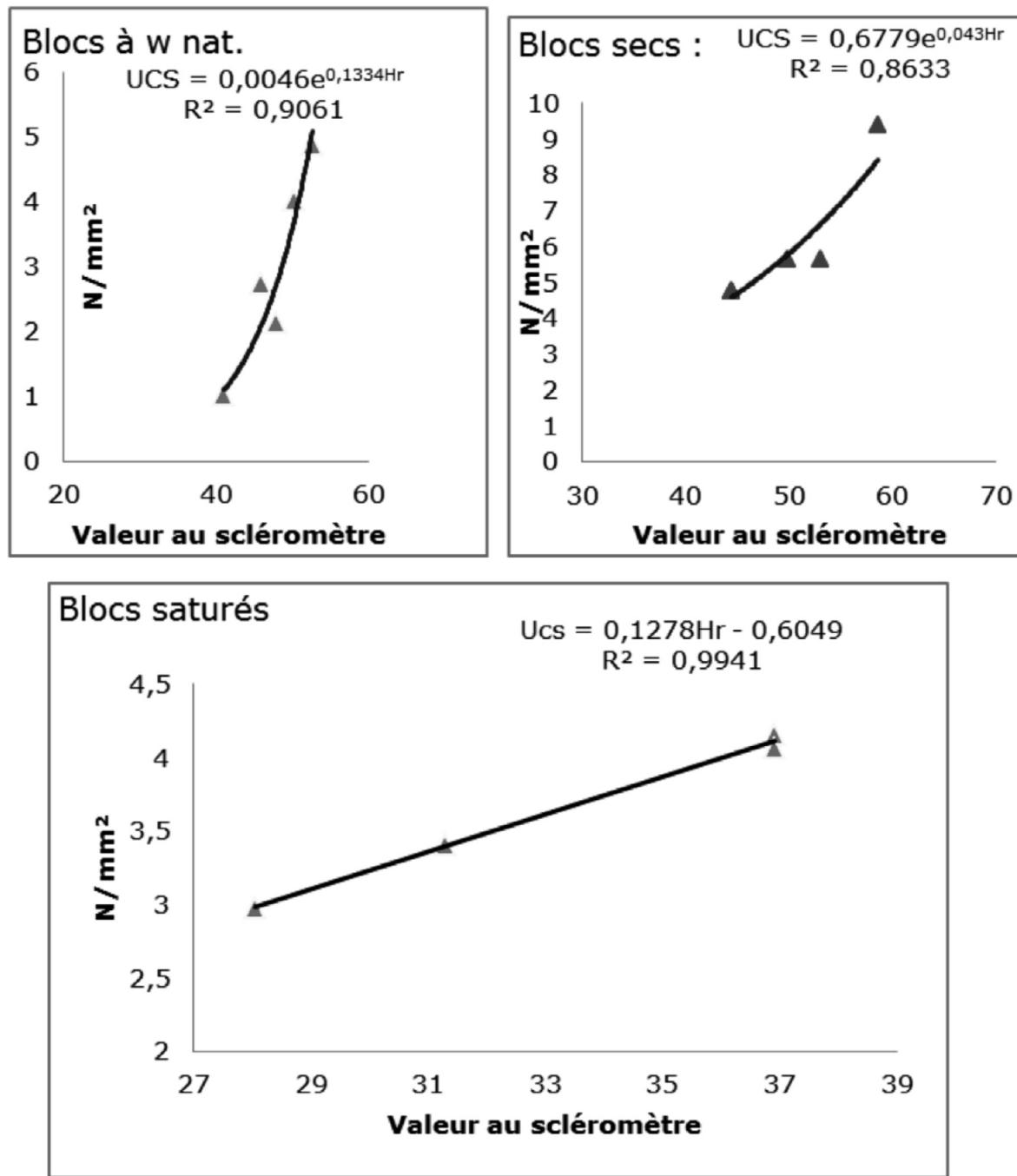


Figure 8. Corrélation empirique de la résistance à la compression en fonction du nombre de rebonds au marteau de Schmidt.

6. BIBLIOGRAPHIE

Arman H., Ramazanoglu S, Akinci A. (2008), Reply to Gokceoglu's Discussion (DOI 10.1007/s10064-008-0132-7) on Arman et al. (2007) Mechanical and physical properties of the Kandira stone, Kandira, Turkey. Bull Eng Geol Environ 66(3):331–333, Bull Eng Geol Environ (2008) 67:287–288, Springer-Verlag 2008

Aydin A. (2009), ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 46 (2009): pp 627–634, Elsevier 2009

Bourman R.P., Ollier C.D. (2002), «A critique of the Schellmann definition and classification of 'laterite'», Catena 47 (2002) 117– 131, Elsevier 2002



- Dincer I., Acar A, Ural S. (2008), «Estimation of strength and deformation properties of Quaternary caliche deposits», Bull Eng Geol Environ, 67:353–366, Springer-Verlag 2008
- Hudson J.A., Harrison J.P. (1997), Engineering rock mechanics, Pergamon-Elsevier, 444 p.
- Kasturba A.K., Santhanam M., (2005), «A Re-look into the Code Specifications for the Strength Evaluation of Laterite Stone Blocks for Masonry Purposes», Journal of The Institution of Engineers (India), Vol 86, April 2005 pp 1 – 6, Kolkata, 2005
- Kasturba A.K., (2006), Characterization and Study of Weathering Mechanisms of Malabar Laterite for Building Purposes, PhD thesis, Indian Institute of Technology Madras, unpublished, 2006
- Kasturba A.K., Santhanam M., Mathews M.S (2007), «Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala state, SW India – Part 1: Field studies and profile characterisation», Construction and Building Materials 21, 73–82, Elsevier 2007
- Kılıç A., Teymen A. (2008), «Determination of mechanical properties of rocks using simple methods», Bull Eng Geol Environ (2008) 67:237–244, Springer-Verlag 2008
- Ladmirant H. et Legrand J.M., (1977), Direction de la géologie et des mines, Notice explicative de la Carte géologique au 1/200 000 de Houndé »
- Lawane A., Vinai R., Pantet A., Thomassin J.H (2011) «Characterisation of laterite stone as building material in Burkina Faso», Journée Scientifique 2IE, 6 Avril 2011.
- Millogo Y., Traoré K., Ouedraogo R., Kaboré K., Blanchart P., Thomassin J.H. (2008), «Geotechnical, mechanical, chemical and mineralogical characterization of a lateritic gravels of Sapouy used in road construction», Construction and Building Materials 22, 70–76, Elsevier
- Nougier P. (2000), Déformation des roches et transformation de leurs minéraux, initiation à la tectonique, Ellipses.
- Öner F., Türkmen S, Özbek A., Karakaya T. (2006), «Engineering properties of HInIs ignimbrites and their usability as a building stone (Erzurum, Turkey) », Environ Geol (2006) 50: 275–284, Springer-Verlag 2006
- Saffet Y. (2008), Predicting uniaxial compressive strength, modulus of elasticity and index properties of rocks using the Schmidt hammer, Bull Eng Geol Environ (2009) 68:55–63, Springer-Verlag 2008
- Schellmann W., Discussion of “«A critique of the Schellmann definition and classification of laterite”» by R.P. Bourman and C.D. Ollier (Catena 47, 117–131), 77– 79, Elsevier 2003

LISTE DES ANNONCEURS

ÉDITIONS ESKA : 2^e - 3^e et 4^e de couverture





matériaux à faible impact environnemental

ÉVALUATION ET AMÉLIORATION DE LA QUALITÉ D'INTERFACE DANS LES BÉTONS DE GRANULATS VÉGÉTAUX

V. NOZAHIC, S. AMZIANE

Clermont Université, Laboratoire de Mécaniques et Ingénieries, Polytech'Clermont-Ferrand – 63174 Aubière Cedex.

1. CONTEXTE DES « AGROBÉTONS »

Les agrobétons peuvent être définis comme « des matériaux composites mélangeant des granulats végétaux issus de l'agriculture ou de la foresterie avec un liant minéral (chaux, ciment...) ». La différence fondamentale qui existe donc entre le béton traditionnel et ce que nous appellerons les « agrobétons » est donc la substitution des granulats minéraux par d'autres issus du monde végétal. Les végétaux sélectionnés sont souvent des pailles (chanvre, lin, tournesol) ou des sous-produits de scierie (chutes de bois, sciure...). En France, le matériau le plus répandu sur le marché de la construction est le béton de chanvre et de chaux (Cerezo, 2005). Il fait l'objet de règles professionnelles d'utilisation manuelle ce qui permet aux artisans formés de proposer une garantie décennale à leurs clients (FFB, 2009). L'appellation « béton de chanvre » pourrait prêter à confusion si l'on considère que leurs propriétés et

applications diffèrent grandement de celles des bétons au sens commun. C'est pourquoi la terminologie « agrobéton » est ici employée.

En fonction des dosages en liant et en végétaux, les agrobétons sont ainsi utilisables:

- en remplissage de mur autour d'une structure ossature bois (formulation intermédiaire $\approx 450 \text{ kg.m}^{-3}$),
- en dalle de sol isolante (formulation intermédiaire $\approx 500 \text{ kg.m}^{-3}$),
- en isolation de toiture (formulation légère $\approx 300 \text{ kg.m}^{-3}$),
- en enduit intérieur (formulation dense $\approx 300 \text{ kg.m}^{-3}$).

Les applications concernent aussi bien la construction neuve que la rénovation thermique et énergétique du bâti ancien. Ils présentent en effet des propriétés d'isolation acoustique et thermique intéressantes couplées à un comportement de régulateur de l'hygrométrie du bâtiment. Une analyse de cycle de vie sur 100ans d'un mur de 26 centimètres d'épaisseur de béton de chanvre banché sur ossature



bois à par ailleurs montré le rôle de puits de carbone joué par ce matériau (Boutin et al., 2006). Ainsi, un tel mur permet la captation de 35,5kg de CO₂ équivalent par m² de mur contre une émission de 100kg pour un mur conventionnel (parpaing + isolant) (Bevan et Wooley, 2008). En revanche, les propriétés de résistance mécanique des agrobétons sont plus de dix fois inférieures à celles des bétons classiques (Cerezo, 2005). Il s'agit là d'une limite indéniable à leur usage comme mur porteur d'un bâtiment. Les constructions neuves nécessitent donc des systèmes porteurs annexes, souvent des ossatures bois. L'agrobéton de chanvre est alors banché autour de la structure pour réaliser une enveloppe homogène, limitant ainsi les possibilités de ponts thermiques. Une épaisseur d'environ 40cm permet d'assurer l'isolation complète du bâtiment. De plus, leur présence confinée entre les poutres pourrait à l'avenir être prise en compte dans le calcul du contreventement (Grelat, 2005).

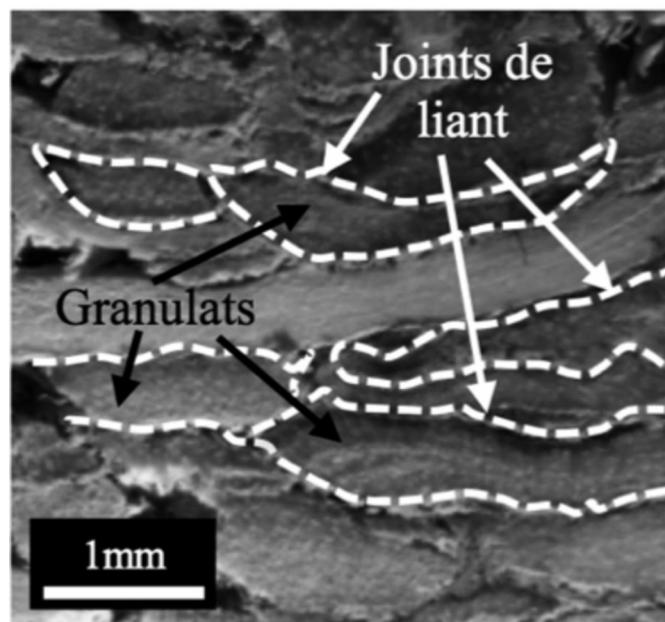
2. L'INTERFACE COMME POINT DE FAIBLESSE

L'élaboration d'agrobétons est cependant délicate en raison de différentes incompatibilités (Peschard et al., 2004).

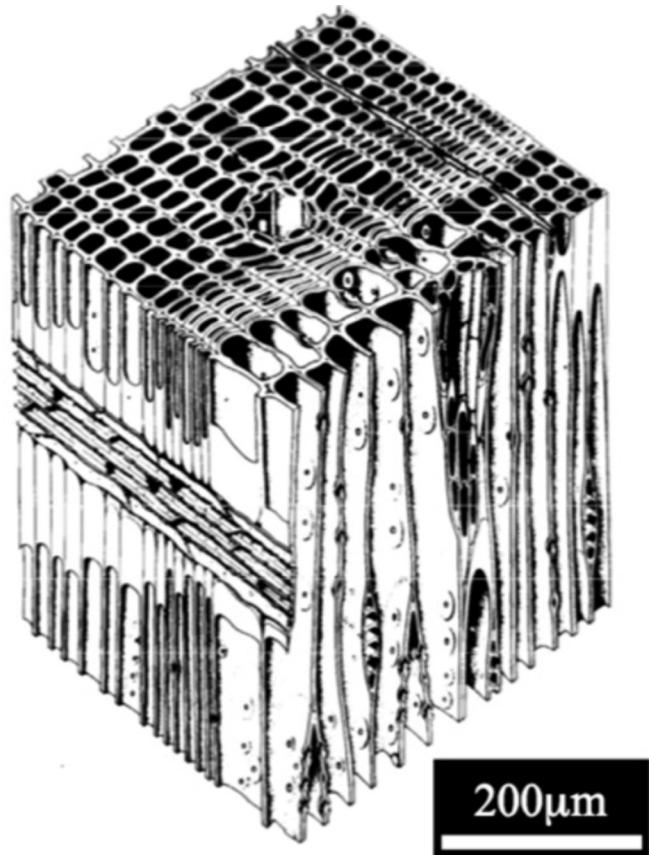
De nombreux chercheurs rapportent des problèmes de retards voire d'absence de prise lorsque des particules végétales sont mélangées à un liant minéral. Cela conduit notamment à un phénomène de farinage bien connu des utilisateurs de bétons chaux-chanvre. En pratique, seul l'extérieur du matériau ou du mur se rigidifie grâce à la carbonatation de la chaux.

Les observations menées dans les locaux de Polytech' Clermont-Ferrand ont permis de cibler l'interface comme le principal point de faiblesse des agrobétons (Nozahic et al., 2011). Si l'on tient compte de concentrations volumiques en végétaux bien supérieures à celles du liant (qui joue un rôle de colle), on comprend vite que l'on est en face d'un problème d'interfaces généralisé (cf. Figure 1a). Dès lors, les zones de transition interfaciales observées à l'échelle d'une particule se répercutent à l'ensemble du matériau, ce qui peut expliquer entre autres les problèmes de « poudrage » ou « farinage » observés.

Les zones de transitions sont généralement la résultante d'une série d'interactions entre la « colle minérale » et des granulats proche du bois (cf. Figure 1b). La première chose à prendre en compte est la porosité des végétaux qui leur confère une capacité importante d'absorption d'eau par capillarité (Monreal et al., 2008). Les forces de capillarité permettent non seulement d'exercer une adhésion entre le granulat et la pâte mais également de faire pénétrer cette



a.



b.

Figure 1. Coupe présentant l'empilement granulaire complexe d'un béton de chanvre (a) et représentation schématique de la structure poreuse du bois (b) (River et al, 1991).



pâte dans les porosités du bois. L'absorption d'eau est cependant couplée avec les importants phénomènes de gonflement et de séchage que subissent les granulats végétaux en fonction de l'humidité, très différents de ceux du liant. Ces variations dimensionnelles, qui peuvent atteindre 20% du volume initial sec, expliquent entre autre la nécessité de faire sécher le bois vert avant de l'utiliser. Dans le cas de l'élaboration d'agrobétons, elles peuvent être créatrices de fissures mais aussi d'instabilité dimensionnelle. C'est un paramètre essentiel à prendre en compte car il a cours tout au long de la vie du matériau. Lorsque l'agrobéton est utilisé en remplissage de mur, il subit en effet de multiples cycles d'humidification/séchage, notamment saisonniers.

Les granulats lignocellulosiques peuvent finalement être considérés comme un substrat poreux sur lequel est posé le liant. Emmons et al. (1993) décrivent la compatibilité entre un mortier et un substrat poreux comme un équilibre entre les propriétés physiques, chimique et électrochimiques mais aussi les variations de dimensions. La compatibilité déformationnelle dépend des modules élastiques, du comportement au retrait et de la capacité de fluage de chacun des matériaux considérés (Morgan et al., 1995). A court terme, l'adhésion est fortement dépendante des échanges en eau à l'interface mortier/support. Plusieurs études ont montré l'influence des propriétés de transfert par capillarité du substrat poreux sur la création d'une force de liaison (Sugo et al., 2001). Elles soulignent souvent la création d'une liaison optimum en fonction de la cinétique d'absorption du substrat (Groot et al., 1999). Courard (Courard, 2000) rapporte également une influence de l'humidité de surface du substrat pour créer une liaison entre un mortier de réparation et un béton.

Ce travail s'inscrit dans un projet financé par la région Auvergne et l'Europe (Feder). Ce projet vise à élaborer un agrobéton performant en utilisant au maximum les ressources locales. L'étude a donc été menée avec un liant mélangeant 80% en masse de sable ponceux volcanique, sous produit d'une carrière du Puy de Dôme, et 20% de chaux aérienne CL90. Ce mélange constitue un liant dit « pouzzolanique » (Nozahic et al., 2011). La paille qui a été sélectionnée est la tige de tournesol, qui ne comporte à l'heure actuelle pas d'autres applications que l'amendement des sols. Il s'agit donc d'un sous-produit agricole valorisable. L'échantillon utilisé provient de la plaine de Limagne (Puy de Dôme).

3. CARACTÉRISATION DES MATIÈRES PREMIÈRES

1.1. Matières premières et formulation du liant

Les granulats de tournesol ont été obtenus directement à partir des tiges brutes broyées dans un broyeur à hélice de laboratoire. Le passant obtenu par tamisage entre 1 et 5mm a été utilisé lors des expériences et sera appelé « granulat brut » dans ce papier. Les granulats ont été conditionnés dans une pièce à 20°C et 50%HR.

La chaux calcique CL90 utilisée pour le liant répond à la norme EN-459-1. Le choix de ce type de chaux plutôt que celui d'une chaux hydraulique a été effectué pour n'observer qu'une réaction pouzzolanique. Le filler ponceux a été obtenu directement en broyant pendant 4h dans un broyeur à boulets la matière brute issue de carrière, préalablement étuvée 48h à 105°C.

Les caractéristiques physiques et chimiques de ces matériaux sont détaillées dans le Tableau 1. Les analyses chimiques proviennent du travail de Pichon (Pichon, 1992) sur le même gisement. Toutes les matières premières du liant sont stockées dans une pièce à 20°C et 50%HR.

L'analyse de la bibliographie nous a conduit à choisir un rapport massique 80/20 entre la ponce et la chaux calcique. Du sulfate de sodium Na_2SO_4 a été ajouté à l'eau de gâchage à hauteur de 4% de la masse de poudres pour ses qualités d'activateur de prise (Shi et al., 2000). Le rapport massique eau/liant E/L a été fixé à 0,5.

1.2. Traitements et propriétés des granulats végétaux

1.2.1. Traitements des granulats

Deux traitements différents des granulats de tournesol basés sur une modification de surface ou un recouvrement ont été effectués. Le premier traitement a été un mélange sous agitation pendant 2 heures dans une solution de CaOH_2 à 40g.L^{-1} . Un séchage à l'air libre des granulats a ensuite été conduit. Le second traitement est un recouvrement à la cire de paraffine utilisant un rapport Cire/Granulat de 0,5. Un essai préliminaire de trempe dans la paraffine liquide pendant 1 seconde de particules

Composant % en masse	CaO %	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Na ₂ O %	K ₂ O %	Fe ₂ O ₃ %	MgO %	ρ_{VRAC} kg/m ³	$\rho_{ABSOLUE}$ kg/m ³	Surface BET m ² /g
Filler ponceux	1,1	62,2	17,3	5,9	6,3	2,7	0,3	1050	2700	0,8
Chaux CL90	95,5	-	-	-	-	-	1,75	450-500	2525	1,8

Tableau 1. Composition chimique et densités des matières premières du liant.



de tournesol sèches a été conduit. Une augmentation moyenne de $49 \pm 31\%$ par rapport à la masse sèche a été mesurée.

Notre démarche a ensuite été de considérer la masse du végétal comme référence même pour un granulat traité. Pour chaque traitement, nous pouvons définir un facteur de recouvrement Φ comme suit:

$$\Phi = \frac{m_T - m_B}{m_T} \quad [1]$$

Avec m_B et m_T les masses respectives des granulats bruts et traités.

Il a été mesuré pour les traitements à la chaux et à la cire de paraffine des facteurs de recouvrement respectifs de 0,996 et 1,46. Dans le cas du traitement à la chaux, Φ_M est inférieur à 1 en raison des extractions de composés végétaux comme les hémicelluloses dans le milieu alcalin. Le dépôt de chaux en surface ne compense pas ces extractions.

1.2.2. Absorption en eau des granulats

La cinétique d'absorption des granulats de tournesol a été obtenue en immergeant 30g de granulats secs dans l'eau pendant 1, 2, 5, 10 et 30 minutes. Chaque expérience a été répétée 3 fois et le gain massique calculé dans chacun des cas. Le gonflement des particules dans leur direction tangentielle a été déterminé à l'aide d'un pied à coulisse d'une résolution de 0,01mm pour 6 particules. La masse volumique en vrac a également été déterminée sur une moyenne de 6 échantillons.

La masse volumique en vrac du granulat de tige de tournesol mesurée est de $103 \pm 0,5 \text{ kg.m}^{-3}$ pour une teneur en eau de 7,4% dans les conditions de stockage 20°C et 50%HR. La forte porosité et la structuration interne de la tige de tournesol sont responsables de fortes capacités d'adsorption de surface, d'absorption par diffusion et de rétention en eau (Figure 2, courbe 1). Une augmentation massique rapide est observée notamment pendant la première minute en raison de l'adsorption d'eau en surface des granulats. Après 30 minutes, environ 300% d'augmentation de la masse par rapport à la masse initiale est mesurée. Cette caractéristique essentielle, le taux d'absorption %W, induit une compétition entre les demandes en eau du végétal et du liant, influençant grandement les propriétés d'adhésion (Morgan et al., 1995). Dans le même temps, un gonflement important se produit en raison des pontages chimiques de l'eau avec les structures

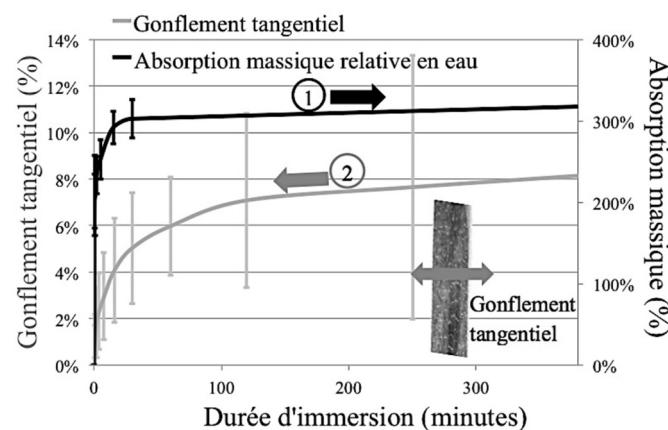


Figure 2. Gonflement tangentiel et comportement d'absorption massique relative en eau des granulats de tournesol bruts

de la plante. Ce phénomène est cependant retardé par rapport à l'absorption car il est uniquement lié au processus de diffusion dans la structure végétale (Figure 2, courbe 2).

Pour la mesure du taux d'absorption en eau %W des granulats traités (cf. Tableau 2), il est nécessaire de prendre en compte le gain massique induit par le traitement en appliquant un facteur de correction, qui n'est autre que le facteur de recouvrement :

$$W' = W \cdot \Phi_M \quad [2]$$

Les vitesses d'absorption initiales ou IRA (Initial Rate of Absorption) en eau mesurées pour les granulats brut et traités à la chaux sont proches de $200\%.min^{-1}$ (cf. Tableau 2). Si l'on considère l'importante dispersion des résultats, supérieur à 10%, pour obtenir l'intervalle de confiance à 95%, l'effet du traitement à la chaux peut être négligé. De ce point de vue, le traitement à la cire de paraffine démontre d'une capacité de réduction de la vitesse d'absorption en eau ($67,2 \pm 4,6\%.min^{-1}$).

On peut également définir un facteur de résistance à l'absorption d'eau (WRE : Water Repellent Effect) par capilarité :

$$WRE = \frac{W_{MAX_BRUT} - W'_{MAX_TRAITE}}{W_{MAX_BRUT}} \cdot 100 \quad [3]$$

Les résultats montrent l'effet hydrophobant marqué du traitement à la paraffine qui limite la propagation de l'eau dans les particules et affiche un WRE de 47,5%.

Tableau 2. Comportement physique des granulats bruts et traités face à l'eau

Traitement	Taux d'absorption $W_{MAX} \%$	Taux d'absorption corrigé $W'_{MAX} \%$	IRA $\%.min^{-1}$	WRE %
Brut	419 ±23*	-	208 ±49*	-
Chaux	$392 \pm 26^*$	389	$242 \pm 27^*$	7,1
Paraffine	$151 \pm 16^*$	220	$67 \pm 9^*$	47,5

* ±2 : Intervalle de confiance à 95%

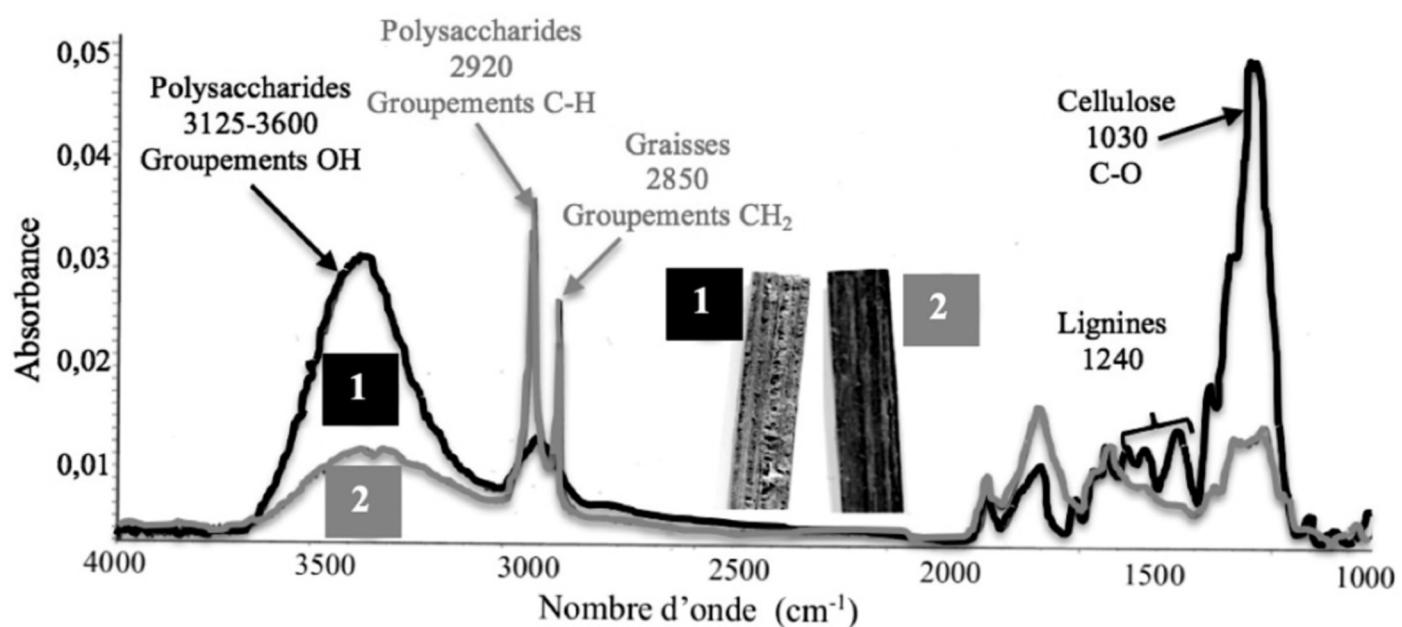
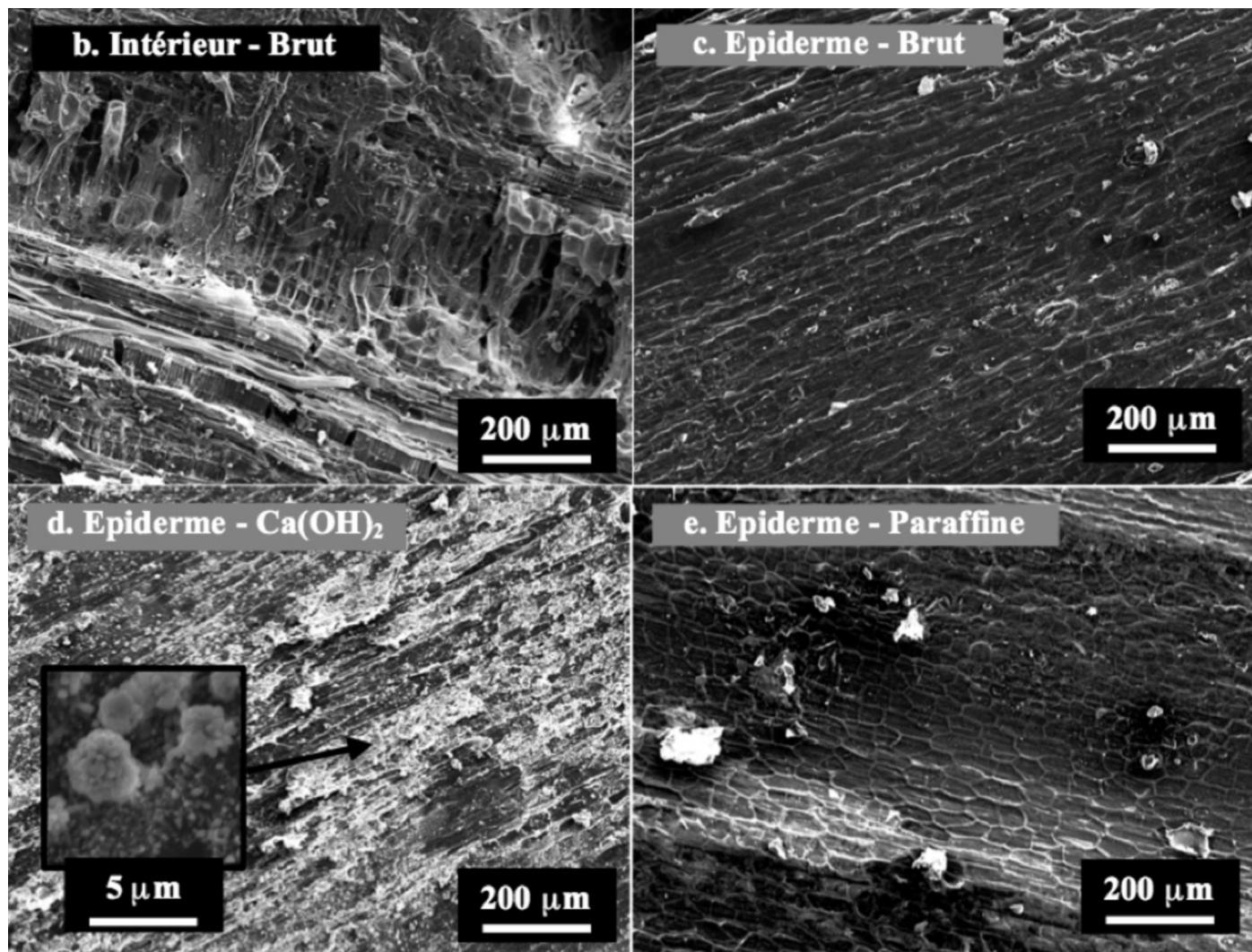
**a.**

Figure 3. Analyses ATR-FTIR réalisées sur l'intérieur et l'épiderme d'une particule de tige de tournesol (a). Observations au MEB de l'intérieur (b) et de l'épiderme brut (c), après les traitements à la chaux (d) et à la paraffine (e).



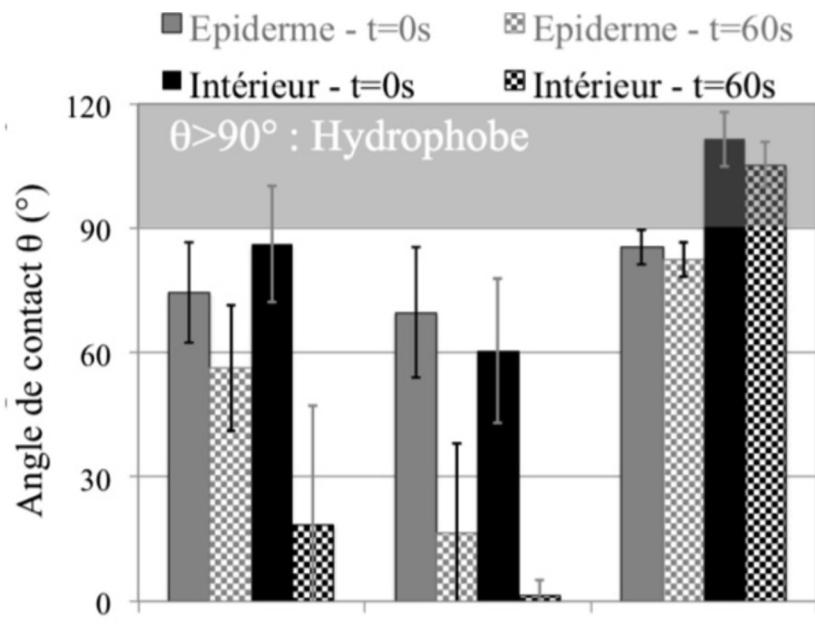
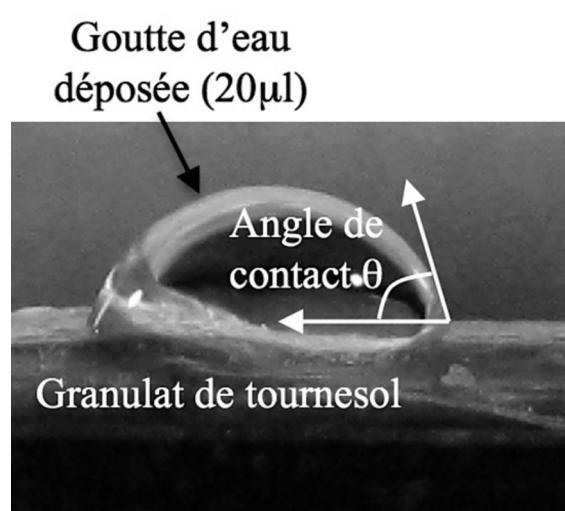
1.2.3. Analyse de la mouillabilité de surface

Les surfaces du granulat brut (épiderme et intérieur de la tige) ont été analysées en utilisant de façon couplée la réflectance totale atténuee (ATR) et la spectroscopie Infrarouge par transformée de Fourier (IRTF). Cette technique autorise l'analyse directe de particules sur 1 m d'épaisseur et donne des informations sur les groupements et liaisons chimiques. L'appareil utilisé est un Nicolet Magna IR600.

Les spectres d'absorbance d'une plaquette de tournesol issue de la tige se révèlent être différentes entre la partie ligneuse intérieur et l'épiderme (Figure 3a). La partie intérieure est très riche en polysaccharides offrant des groupements -OH repérables sur le pic 3125-3600 cm⁻¹. Ces groupements sont disponibles notamment pour former des liaisons hydrogène et faciliter le mouillage. Les groupements OH ont également la capacité de complexer des ions divalents notamment les ions Ca²⁺, ce qui peut conduire à un appauvrissement du milieu réactif (Sedan et al., 2008). En comparaison de la partie interne de la tige, l'épiderme est riche en graisses (2850 cm⁻¹). Une observation au MEB des deux surfaces (Figure 3b et c) montre que la partie interne est très poreuse, non-homogène et rugueuse, l'épiderme étant moins poreux et de surface lisse. En ce qui concerne les traitements, des modifications différents sont visibles. Le traitement à la chaux permet un dépôt sur les deux faces du granulat d'agglomérats de calcite (Figure 3d), augmentant ainsi la rugosité et la capacité d'accroche mécanique. Le recouvrement par la paraffine ne laisse pas

apparaître sur l'épiderme des modifications flagrantes en terme de rugosité (Figure 3e).

La mouillabilité de surface des particules a également été abordée grâce à la méthode de la goutte posée (Figure 4a). Cette méthode permet la détermination de l'angle de contact θ qui donne une information sur la qualité hydrophobe ou hydrophile d'une surface. Chaque mesure répertoriée sur la figure 4b a été effectuée sur 10 particules. Concernant le granulat brut, la surface intérieure présente un angle θ plus important que l'épiderme au moment du dépôt de la goutte. Cela est dû à une rugosité de surface plus importante. En revanche, ce résultat est nettement inversé après 60 secondes, la forte porosité de la surface intérieure du granulat ayant conduit à une absorption de la goutte. Le mouillage par l'eau est donc meilleur sur la partie intérieure que sur l'épiderme. L'effet du traitement à la chaux est flagrant. Il permet d'améliorer sur les deux faces la mouillabilité après 60s. Le calcaire présente en effet une grande affinité de surface avec l'eau (angle de contact de 20°). Le recouvrement de la particule par la paraffine produit l'effet inverse en hydrophobant la partie intérieure de particule ($\theta > 90^\circ$) ce qui empêche le mouillage mais également l'absorption de la goutte dans la structure après 60s. Le résultat est identique quoique moins prononcé sur la surface épidermique. L'hydrophobicité soulignée par la mesure des angles de contacts est en concordance avec celle observée lors de l'essai d'absorption des granulats (cf. 1.2.2).



a.

b.

Figure 4. Photographie obtenue grâce à la méthode de la goutte posée (a). Mesures des angles de contact formés lors du dépôt d'une goutte d'eau sur l'épiderme et la partie intérieure de granulats bruts et traités après 0 et 60s (b).

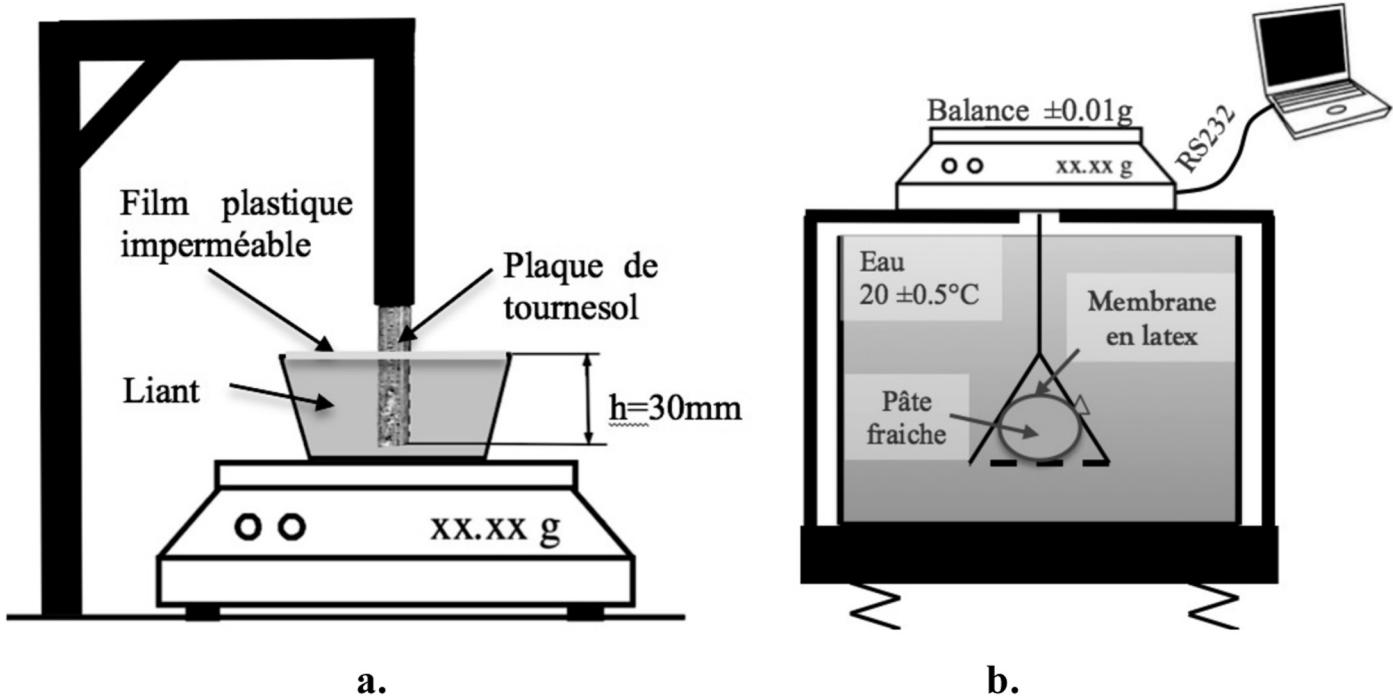


Figure 5. Schéma des dispositifs de mesure de contrainte interfaciale (a) et de retrait du liant (b) en conditions endogènes.

4. CARACTÉRISATION DE L'INTERFACE

1.3. Interface au jeune âge (<48h) : effet de l'adhésion

Une partie de ce travail a conduit à la mise au point d'un outil de caractérisation simple de l'interface liant-particule au jeune âge, c'est à dire jusqu'à la prise du liant (environ 48h). Il est basé sur le travail de Amziane et al. (2008) qui ont développé la mesure pour suivre la sédimentation de suspensions non-Newtoniennes et les contraintes de cisaillement qu'elle exerce sur une plaque. L'essai consiste à plonger dans un récipient rempli de liant minéral une particule issue d'une paille végétale et de mesurer, grâce à une balance, les forces qui s'exercent sur cette particule lorsque le liant se structure, se déforme (Figure 5a). Un film plastique étanche recouvre le récipient et impose les conditions endogènes à la pâte. La masse apparente de la coupelle posée sur une balance est enregistrée continuellement. La résolution de la balance est de 0,01g.

Dans notre étude, la plaque est constituée d'une particule de tige de tournesol brute (largeur $l=7\text{mm}$, épaisseur $e=2-3\text{mm}$) plongée dans la pâte de liant. L'ensemble du récipient et de la pâte représente une masse de 1500g. La surface de particule est laissée volontairement brute et présente donc une rugosité importante. Afin d'améliorer la reproductibilité de la mesure, un rapport E/L de 0,5 a été choisi pour faciliter le placement autour de la particule. Une vibration de 30s d'une amplitude de $1,5 \text{ mm.g}^{-1}$ est appliquée à la coupelle avant arasement et mise en place du film plastique. La plaque est ensuite plongée de $30\pm0,5\text{mm}$ dans la pâte (Figure 5a).

L'analyse des données est basée sur le bilan des forces s'exerçant sur la plaque de tournesol. Les expériences ayant été réalisées en conditions endogènes (film plastique), l'évaporation a été négligée. L'équilibre des forces peut donc s'écrire :

$$m(t) \cdot \vec{g} = \vec{F}_{\text{GRAVITE}} + \vec{F}_{\text{ARCHIMEDE}} + \vec{F}_{\text{CISAILLEMENT}} \quad [4]$$

où $m(t)$ est la masse apparente de la plaque, $\vec{F}_{\text{GRAVITE}} = m_{\text{AIR}} \cdot \vec{g}$, $\vec{F}_{\text{ARCHIMEDE}}$, et $\vec{F}_{\text{CISAILLEMENT}}$ étant respectivement les forces de gravité, de poussée d'archimède exercée par la pâte et de cisaillement s'exerçant sur la plaque. Le dispositif de mesure retourne la valeur $\Delta m(t)$ qui correspond à la masse de liant reportée sur la plaque lors de la structuration de la pâte en fonction du temps :

$$\Delta m(t) = m(t) - m_0 \quad [5]$$

La contrainte de cisaillement à l'interface peut être calculée à partir de la relation:

$$\tau(t) = \frac{g}{2} \left[\frac{\Delta m(t)}{hl + e} - \frac{l \cdot e \cdot \rho}{l + e} \right] \quad [6]$$

où $\tau(t)$ est la contrainte de cisaillement locale à l'interface plaque/liant et ρ la masse volumique de la pâte.

La mesure du retrait endogène subit par le liant a été effectuée par pesée hydrostatique de 0 à 48h pour être comparée aux résultats de l'essai d'adhésion. Cette méthode est basée sur la mesure de la variation de la poussée d'Archimède exercée par l'eau sur un volume V de liant subissant un retrait dV/V (cf. Figure 5b).

La contrainte de cisaillement a été mesurée sur des plaquettes de tournesol brutes ou ayant subit un des traitements décrits précédemment (Tableau 3). Les influences de l'humidité et du taux de saturation du support poreux sur l'adhésion avec un mortier étant couramment admise (Groot et al., 1999), des mesures ont été effectuées sur

Traitement	Prémouillage (P) et conservation endogène (C)	τ_{MAX} moyen Pa	Variation de τ_{MAX} par rapport à la référence %	Gonflement tangentiel pendant la mesure %
Aucun (Brut)	Sec	6118 ±506*	0	4.8 ±3*
	P5mn	8133 ±1700*	+33	2.18 ±2.6*
	P5mn_C2h	7193 ±1815*	+18	-0.4 ±1.9*
	P48h	4748±700*	-22	-6.64 ±2*
Chaux	-	10174 ±315	+66	-
Paraffine	-	10216 ±173	+67	-

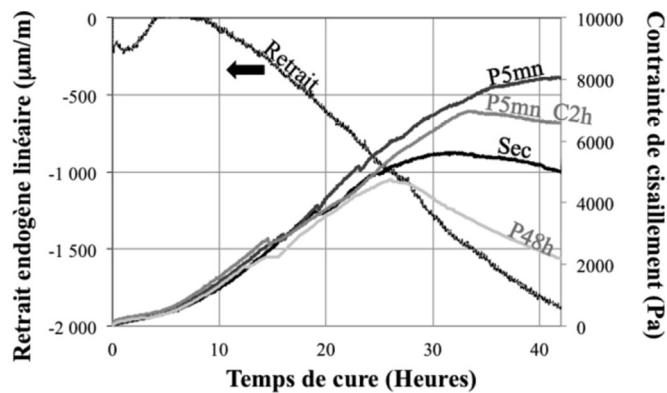
*Intervalle de confiance 2σ à 95%

Tableau 3. Contraintes de cisaillement maximum mesurées.

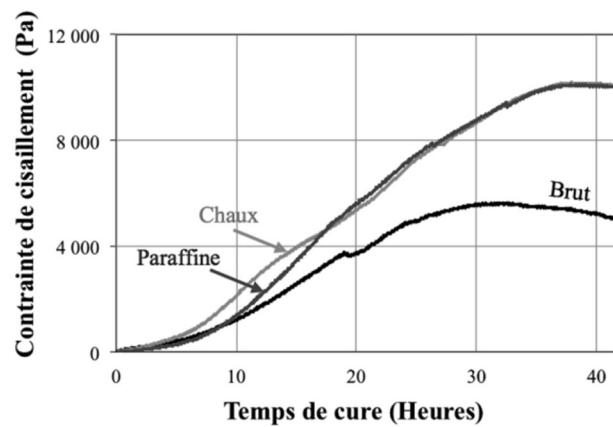
des plaquettes brutes immergées 5 minutes (P5mn) et 48 heures (P48h). L'étude de l'influence du gonflement préalable a été abordée en effectuant des mesures sur particules prémouillées 5 minutes et conservées 2 heures en conditions endogènes avant l'expérience (P5mn_C2h).

La comparaison entre les courbes de retrait et de contrainte de cisaillement montre les liens intéressants entre ces deux mesures physiques (cf. Figure 6a). Tout d'abord, le début de prise du liant s'effectue après environ 5h. Avant cette phase, le liant se situe dans un état de pâte relativement visqueuse expliquant la lente évolution des contraintes de cisaillement à l'interface. Après le début de prise, une augmentation constante de ces contraintes s'effectue jusqu'à 35-38 heures avant d'atteindre un palier correspondant à la fin du processus de prise c'est à dire l'atteinte d'un état solide. Le retrait du liant suit la même évolution et peut être relié directement au processus de création des contraintes de cisaillement.

Le prémouillage des particules pendant 5 minutes (P5mn) permet d'augmenter la contrainte de cisaillement maximale τ_{MAX} de 33%. Si l'on sature pendant 48h les plaques, l'effet est cependant inverse avec une diminution de 22%. Il existe donc un optimum concernant les transferts d'eau entre les particules et le liant. Une particule sèche absorberait donc trop, une particule saturée pas assez. Néanmoins, il faut souligner l'effet parasite du gonflement des particules. Ainsi, lorsque l'on laisse une particule prémouillée 5 minutes gonfler pendant deux heures en conditions endogènes avant l'essai, le gonflement in-situ pendant les 48h de l'expérience est moins important. Il en résulte une chute de τ_{MAX} qui est seulement 18% supérieur à celle d'une particule sèche. Concernant les traitements, leur effet sur l'adhésion est positif (cf. Figure 6b). τ_{MAX} augmente respectivement de 66 et 67% pour les plaquettes traitées à la chaux et à l'huile de paraffine en comparaison des plaquettes brutes (Tableau 3).



a.



b.

Figure 6. Retrait endogène linéaire du liant en comparaison de l'évolution de la contrainte de cisaillement exercée sur les plaques prémouillées (a) et traitées (b).

1.4. Observation de l'interface après 30 jours

Les observations d'interfaces ou zones de transition ZT entre le liant et les particules lignocellulosiques ont été



effectuées à l'aide d'un scanner Epson Perfection V330 d'une résolution de 4800dpi. Les échantillons ont été préparés en utilisant une pâte d'un rapport E/L de 0,5 placée dans un moule cylindrique ($\varnothing 25.4\text{mm}$, $h=20\text{mm}$) et dans laquelle a été introduite une particule sous une vibration d'amplitude 1.5mm.g^{-1} pendant 30s. La découpe à mi-hauteur et le polissage des échantillons laissant apparaître une section transversale de particule ont été réalisés à sec après une période de cure de 30 jours.

Les images obtenues à partir du scanner permettent l'observation des problèmes inhérents au mélange d'une particule lignocellulosique avec un liant minéral. On peut clairement distinguer une zone de vide autour des particules (Figure 7a-c). Une classification qualitative de la largeur des bandes de vide autour des particules peut être

effectuée : Brute sèche > brute P5min > chaux > cire de paraffine. Cette zone est créée principalement sur la partie interne de la particule en raison d'une meilleure adhésion à l'interface liant/épiderme. Les observations révèlent également des fissures autour des particules qui ont été insérées sèches dans le liant (Figure 7a, c et d). Elles pourraient être dues à la préparation des échantillons ou à un retrait empêché du liant par la particule. Les propriétés mécaniques des matières lignocellulosiques sont en effet nettement plus faibles lorsque celles-ci atteignent leur point de saturation en eau (River et al., 1991).

Plusieurs échantillons ont été imprégnés sous vide avec une résine epoxy utilisée pour combler les vides et porosités. Après découpe à mi-hauteur et polissage des échantillons, la surface à observer a été colorée au bleu de

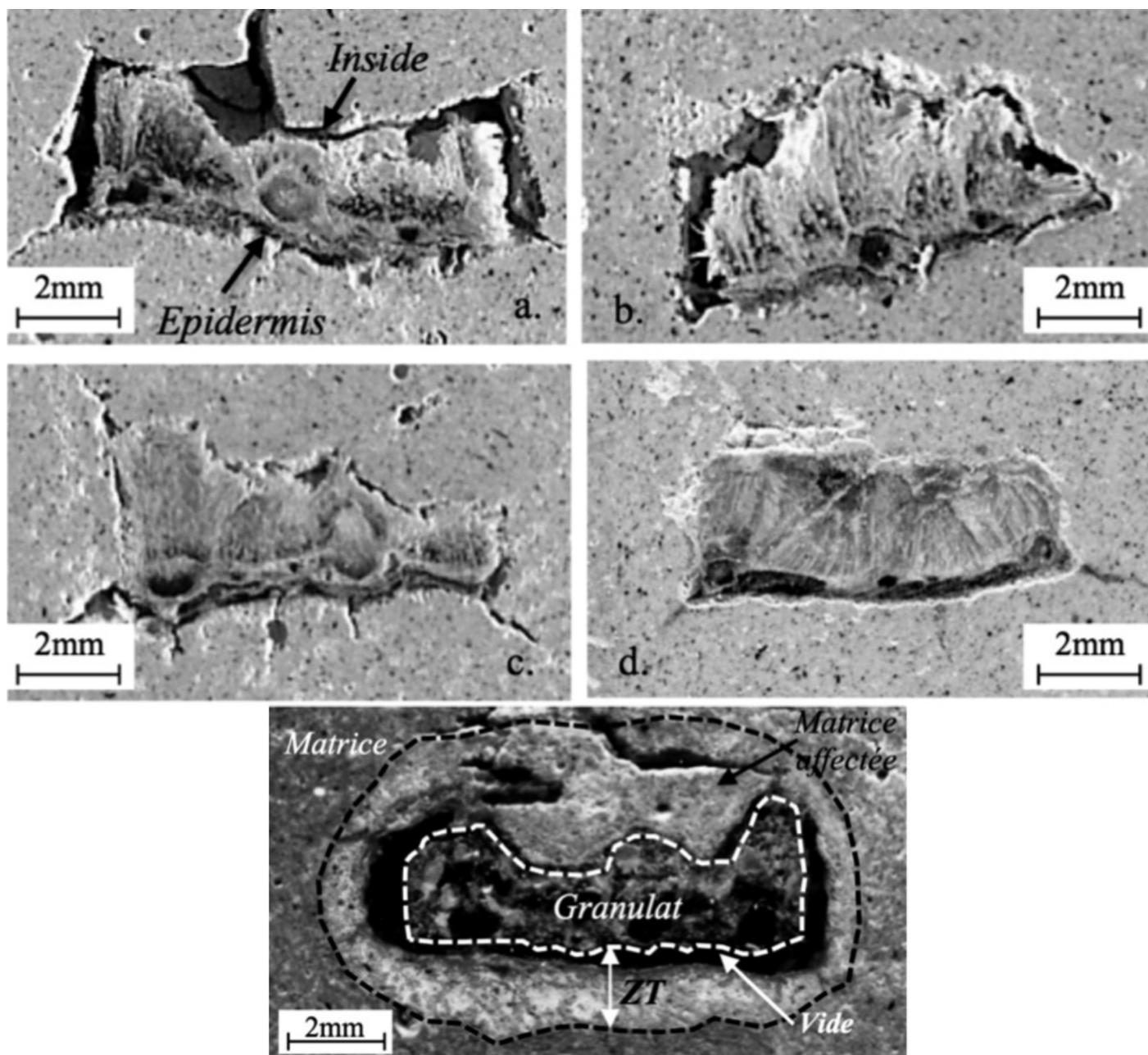


Figure 7. Observation après 30 jours des échantillons brut et sec (a), brut et prémoillé (b) traité à la chaux (c) et traité à l'huile de paraffine (d). Observation de la ZT d'un échantillon imprégné de résine puis coloré (e).



méthylène. Une seconde auréole de couleur claire et d'une épaisseur de 0,5 à 2mm est visible autour des particules (cf. Figure 7e). Il s'agit d'une zone de porosité différente du reste de la matrice dans laquelle a pu pénétrer la résine et qui n'a pu ensuite être colorée. Il est possible de déterminer une épaisseur de ZT en combinant les épaisseurs respectives de vide et de matrice affectée par la présence du végétal. Cette épaisseur est comprise entre 0,1 et 1mm en fonction des échantillons.

CONCLUSIONS

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de ce travail expérimental sont les suivantes :

- Les granulats lignocellulosiques obtenus en broyant des tiges présentent deux surfaces principales disponibles pour la création de liaisons avec un liant : l'épiderme et la partie intérieure de la tige. Dans le cas des granulats de tige de tournesol, l'intérieur est plus poreux et plus riche en groupements hydroxydes près pour créer des liaisons hydrogènes. Sa mouillabilité de surface est dès lors plus importante.
 - Les deux traitements effectués démontrent leur capacité à changer le comportement hygroscopique des granulats. Le traitement à la chaux permet une augmentation sensible de la mouillabilité de surface, celui à la paraffine ayant l'effet inverse en rendant le granulat hydrophobe (angle de contact $>90^\circ$). Cela explique en partie la diminution de 47,5% de l'absorption massique en eau des granulats traités à la paraffine.
 - Un outil simple est utilisé pour observer la prise d'un liant autour d'une particule parallèpipédique issue d'une tige lignocellulosique. Il est basé sur la mesure de la masse de liant transférée sur cette particule immergée lorsque la pâte se solidifie. En connaissant la surface immergée, on peut calculer les contraintes qui

s'exercent à l'interface liant/plaque. Les résultats montrent que l'on peut relier la création de ces contraintes au retrait du liant. Le retrait endogène est dès lors un processus nécessaire pour pouvoir effectuer une mesure.

- L'effet d'un prémouillage de la plaque de tournesol avant la mesure sur la qualité d'adhésion est étudié avec la méthode ci-dessus. Il montre une augmentation de 33% de la contrainte de cisaillement maximale à l'interface (τ_{MAX}) en comparaison du résultat d'une plaque sèche pour un prémouillage de 5 minutes (P5mn). Le retrait endogène du liant étant considéré comme identique pour toutes les mesures, nous expliquons l'amélioration de τ_{MAX} par une amélioration de la qualité de l'adhésion interfaciale. Dans le cas d'une plaque P5mn, cette qualité supérieure d'interface est à relier avec des échanges en eau plus faibles entre le liant et la plaque. En revanche, un prémouillage de 48 heures autorisant la saturation de la plaque est responsable d'une chute de 22% en comparaison d'une plaque sèche. Dans ce cas, les échanges en eau deviennent trop faibles pour générer une adhésion grâce aux forces de succion. Cette chute de la force de cisaillement interfaciale peut aussi s'expliquer par le retrait tangentiel subit par la plaque durant la mesure (-6,6%) alors qu'une plaque brute autorise un gonflement tangentiel moyen de 4,8%. Ce retrait peut s'expliquer par l'atteinte de la saturation en eau de la particule dont résultent des propriétés mécaniques nettement plus faibles. Le seuil de cisaillement de la pâte, en augmentation croissante, est dès lors capable de déformer la particule immergée.
 - L'effet des traitements préalables des plaques sur la qualité d'adhésion est également étudié. Les résultats obtenus avec la chaux et la paraffine montrent des augmentations respectives de τ_{MAX} de 66 et 67% en comparaison d'une plaque brute. L'effet du traitement à la

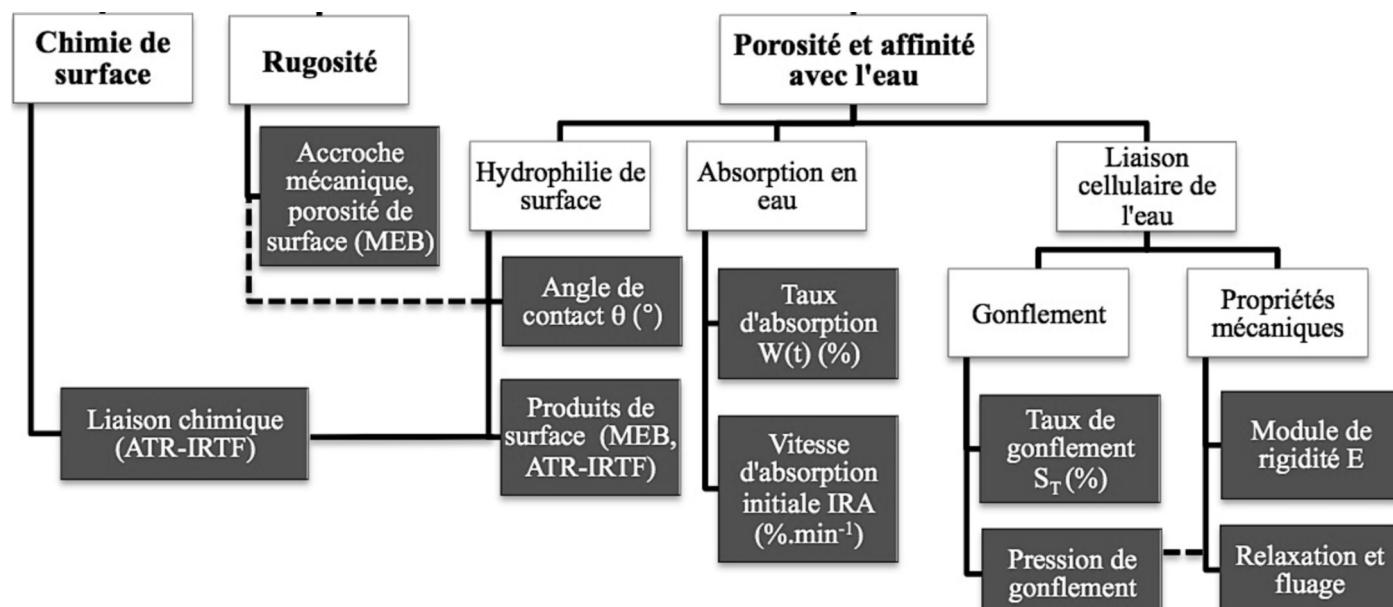


Figure 8. Organigramme des propriétés des granulats lignocellulosiques impactant l'adhésion avec un liant minéral



chaux peut s'expliquer par une accroche mécanique disponible due à l'apparition des agglomérats de calcaire en surface ainsi que par sa mouillabilité importante. L'effet positif du recouvrement à la paraffine est très différent puisqu'il est dû aux surfaces hydrophobées de la plaque qui régulent les forces de succion interfaciales ainsi que la diffusion de l'eau dans la structure de la plante. L'amélioration de l'adhésion grâce au traitement à la paraffine a donc sensiblement le même mécanisme que le traitement de prémoillage (P5mn) mais avec une efficacité supérieure.

- Basé sur ces résultats et observations, un organigramme reliant les propriétés physique et chimique des granulats impactant l'adhésion avec un liant minéral est proposé (cf. Figure 8).

L'observation des interfaces après 30 jours permet de détecter des fissures autour des particules sèches. La rigidité des particules sèches est en effet plus importante que celles ayant été prémoillées. On assiste donc à un phénomène de retrait empêché. Les fissures ainsi formées font partie de zones de transition entre les granulats lignocellulosiques et la matrice saine qui peuvent atteindre 1mm d'épaisseur. Ces zones de transitions sont constituées de vide et d'une matrice affectée plus poreuse et éventuellement fissurée.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier la région Auvergne, le Feder et la FFB pour les financements attribués à ce travail ainsi que leurs partenaires clermontois que sont le Laboratoire des Matériaux Inorganiques et le Laboratoire Magma et Volcans.

BIBLIOGRAPHIE

- Amziane S., Perrot A., Lecompte T., « A novel settling and structural build-up measurement method », *Measurement Science and Technology*, vol. 19, 2008, 8p.
- Bevan R., Woolley t., Hemp lime construction – A guide to building with hemp lime composites, Building Research Establishment Press, 2008.
- Boutin M.P., Flamin C., Quinton S. et Gosse G., Etude des caractéristiques environnementales du chanvre par son analyse de cycle de vie, Ministère de l'agriculture et de la pêche, 2006.
http://agriculture.gouv.fr/IMG/pdf/chanvre_rapport_final_d235d.pdf (14/09/10)
- Cerezo V., Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales, Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, 2005.
<http://docinsa.insa-lyon.fr/theses/pont.php?id=cerezo> (14/09/10)
- Courard L., « Parametric study for the creation of the interface between concrete and repair products », *Materials and Structures*, vol. 33, n°1, 2000, p. 65-72.
- Emmons E.H., Vaysburd A.M., McDonald J.E., « A rational approach to durable concrete repairs », *Concrete International*, vol. 15, n°9, 1993, p. 40-45.
- FFB, Construire en chanvre : Règles professionnelles d'exécution, Fédération Française du Bâtiment, Collection recherche développement métier, 2009.
- Grelat A., Rapport Montholier - Utilisation des matériaux renouvelables en parois de maisons individuelles à ossature bois, Ademe, 2005.
- Groot C.J.W.P., Larbi L., « The influence of water flow reversal on bond strength development in young masonry », *Heron*, vol. 44, n°2, 1999, p. 63-78.
- Mohr B., Biernacki J., Kurtis K., « Microstructural and chemical effects of wet/dry cycling on pulp fiber-cement composites », *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n°1, 2006, p. 1240-1251.
- Monreal P., Mboumba-Mamboundou L.B., Dheilly R.M., Queneudec M., « Evaluation de l'efficacité des traitements physicochimiques sur les performances mécaniques des bétons lignocellulosiques confectionnés à partir de pulpes de betterave », *Annales du BTP*, n°1, 2009, p. 6-10.
- Morgan D.R., « Compatibility of concrete repair materials and systems », *Construction and Buildings Materials*, vol. 10, n°1, 1995, p. 57-67
- Nozahic V., Amziane S., Torrent G., De Baynast H., Saïdi K., « Design of green concrete made of plant-derived aggregates and a pumice-lime binder », *Cement and Concrete Composites*, 2011, en cours de parution.
- Peschard, A., Govin, A., Grosseau, P., Guilhot, B., Guyonnet, R. 2004 «Effect of polysaccharides on the hydration of cement paste at early ages», *Cement and Concrete Research*, vol. 34, 2004, p. 2153-2158
- Pichon H., Le système «Pouzzolanes naturelles - Chaux – Eau » à 38 et 100°C», Thèse de doctorat, Université de Grenoble I, 1994.
- River B., Vick C., et al., Wood as an adherend. Treatise on adhesion and adhesives. J. D. Minford. New-York, Marcel Dekker. 7.
- Sedan D., Pagnoux C., Smith A., Chotard T., « Mechanical properties of hemp fibre reinforced cement: Influence of the fibre/matrix interaction », *Journal of the European Ceramic Society*, vol. 28, n°1, 2008, p. 183–192.
- Shi C., Day R.L., « Pozzolanic reaction in the presence of chemical activators: Part II - Reaction products», *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n°4, p. 607-613
- Sugo H.O., Page A.W., Lawrence S.J., « The development of mortar/unit bond », *Actes des du 9^e Symposium sur la maçonnerie Canadienne*, Fredericktown, Canada, 4-6 Juin 2001.



résistance et durabilité

INFLUENCE DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION ET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT DES BÉTONS À LA TRACTION PAR FENDAGE

Bensaid BOULEKBACHE¹, Mostefa HAMRAT¹, Mohamed CHEMROUK², Sofiane AMZIANE³

¹ Département de Génie Civil, Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie.

² Université des Sciences et Technologie Houari Boumediene, Alger, Algérie.

³ Polytech'Clermont, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France.

1. INTRODUCTION

L'essai de fendage connu aussi sous le nom d'essai brésilien est utilisé pour mesurer la résistance à la traction du béton. Cet essai a été proposé pour la première fois par Carneiro et Barcellos pendant la cinquième conférence de l'association brésilienne pour la normalisation en 1953 (Carneiro, 1953). Actuellement, cet essai est recommandé par la majorité des règlements internationaux tels que BS 1881-117 et ASTM C-496. Plusieurs travaux ont montré que l'essai de fendage est fiable, donnant des résultats raisonnables sur la résistance à la traction par rapport à l'essai de flexion. La résistance du béton mesurée lors de l'essai de fendage est assez voisine (10 % près) de la résistance par traction directe.

L'avantage principal de l'essai de fendage est qu'il est facile à réaliser où une seule charge de compression est nécessaire. En appliquant une compression sur le plan médian d'un cylindre, une traction est générée perpendiculairement à l'effort appliqué selon le principe de poisson.

Cette traction du matériau engendre des déformations localisées dans le plan diamétral situé entre les deux génératrices diamétralement opposées sur lesquelles s'applique l'effort. Les déformations sont dans un premier temps réparties, puis localisées autour de ce plan lorsque l'effort exercé augmente. L'objectif de cet article est d'étudier l'effet de la résistance du béton et la présence des fibres métalliques sur la résistance au fendage et sur la ductilité des bétons fibrés.

2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1. Matériaux utilisés

Trois types de bétons sont formulés selon les proportions indiquées au tableau 1. Les fibres utilisées sont des fibres métalliques munies de crochets à leurs extrémités de résistance à la traction de 1100 MPa. Dans cette étude, on a utilisé deux dosages volumiques en fibres 0,5 et 1 % et deux élancements de fibres 65 et 80.



Les bétons sont confectionnés dans un malaxeur traditionnel d'une capacité de 100 litres. Pour éviter la formation d'amas fibreux, les fibres sont introduites petit à petit après homogénéisation complète du béton. Les éprouvettes destinées aux essais sont des éprouvettes cylindriques 11x22 cm. Elles sont soumises à une vibration externe (table vibrante) sauf en ce qui concerne le béton auto-plaçant. Par la suite, les éprouvettes sont conservées dans une salle dotée d'une climatisation qui assure une température de 20 °C et une humidité relative de 90±5 %. Les résultats des essais des bétons à l'état frais sont présentés dans le tableau 1.

2.2. Description de l'essai

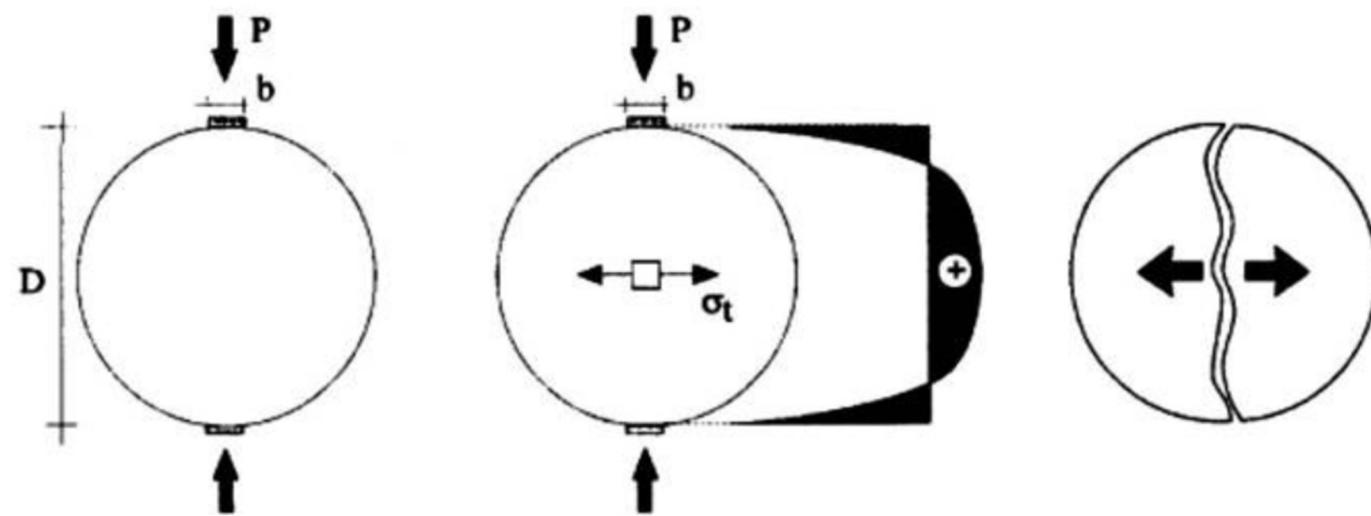
L'essai de fendage est exécuté selon la norme NF EN 12390-6. L'éprouvette cylindrique est comprimée le long de deux génératrices diamétralement opposées comme le montre la figure 1. Pour éviter une rupture locale en compression au niveau des génératrices de chargement et répartir la charge appliquée, deux bandes minces en contreplaqué neuf d'une largeur de 10 mm, d'une épaisseur de 4 mm et d'une longueur supérieure à la longueur de la ligne de contact avec l'éprouvette, sont placées entre les plateaux de chargement et l'éprouvette. Un des avantages

	BO	BOF	BAP	BAPF	BHP	BHPF
Ciment (kg/m ³)	275	275	425	425	425	425
Fumée de silice (kg/m ³)	0	0	0	0	42,5	42,5
Filler Calcaire (kg/m ³)	90	90	200	200	90	90
Eau (kg/m ³)	178	178	192	192	161	161
Superplastifiant (kg/m ³)	0	1,95	5,10	7,22	4,25	6,75
Gravier 4/10 (kg/m ³)	910	900	825	814	825	814
Sable 0/4 (kg/m ³)	830	820	750	740	750	740
E/L	0,49	0,49	0,31	0,31	0,29	0,29
Affaissement (cm)	24	21	/	/	16	10
Etalement (cm)	/	/	70	65	/	/
Contrainte seuil (Pa)	45	/	36	/	120	/

Désignations des spécimens :

- BO, BAP, BHP : désigne Béton Ordinaire, Auto-Plaçant et à Hautes Performances,
- BOF xx-yy, BAPF xx-yy, BHPF xx-yy : la lettre "F" désigne béton fibré,
- xx désigne l'élancement des fibres, yy désigne le dosage des fibres.

Tableau 1. Formulation et caractéristiques rhéologiques des bétons testés



(a) configuration (b) état de contraintes

(c) rupture

Figure 1. Essai de fendage



de l'essai de fendage est que le même type d'éprouvette est utilisé à la fois pour les essais de compression et de traction.

Cette configuration induit un effort de traction uniforme le long du plan diamétral situé entre les deux génératrices. Les déformations se localisent rapidement par l'apparition, le plus souvent, d'une seule fissure transversale dans la zone du plan diamétral sollicité, la rupture est caractérisée par le fendage de l'éprouvette en deux moitiés à travers le plan diamétral (figure 1) (Rocco, 1999). La mise en charge s'effectue avec une vitesse constante de 0,05 MPa/s. La contrainte maximale de traction par fendage (f_{tf}), perpendiculaire au diamètre sollicité, est évaluée selon l'équation :

$$f_{tf} = \frac{2P}{\pi DL} \quad [1]$$

P : la charge appliquée, D, L : diamètre et longueur de l'éprouvette.

2.3. Mesure de contraintes et déplacements

Une presse hydraulique a été utilisée pour la sollicitation des éprouvettes. Les plateaux de la presse ont été adaptés et équipés de bandes de contreplaqué de 4 mm d'épaisseur et de 10 mm de largeur constituant la surface d'appui des plateaux sur l'éprouvette (figure 2). La charge appliquée et les déplacements latéraux mesurés sur une face de l'éprouvette par un LVDT sont enregistrés par un système d'acquisition. Sur l'autre face, une caméra numérique "Aramis" a été utilisée pour la détection de la première fissuration, la mesure de l'ouverture des fissures et le suivi du processus de la fissuration du matériau. Cette technique est basée sur l'analyse par corrélation d'images permet de suivre l'évolution des fissures. Le dispositif comprend une caméra couplée à une carte

d'acquisition permettant de stocker les images prises. Les images de 2048x2048 pixels correspondent à la zone utile de l'éprouvette à chaque palier de chargement. Chaque image représente alors un état de déformation.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Dans le tableau 2 sont regroupés les résultats des résistances et des indices de ductilité des différents essais. La ductilité est la propriété visée dans les essais; pour l'évaluer, des indices de ductilité I_5 , I_{30} sont calculés selon la norme ASTM C 1018. On constate que la résistance au fendage est améliorée avec l'utilisation des fibres particulièrement pour les BAP et BHP en raison de la meilleure adhérence fibre-matrice. Les écarts types des essais varient entre 1 et 3 %. Les bétons étudiés se différencient par leur résistance à la compression (29, 61 et 80 MPa pour le BO, BAP et BHP respectivement). Une diminution de la résistance à la compression a été enregistrée et a légèrement diminué de 3 à 10 % (Boulekbache, 2010).

3.1. Comportement mécanique au fendage

La figure 3 illustre les courbes contrainte-déplacement latéral pour les trois types de béton. La contrainte à la première fissuration n'est pas affectée par le volume de fibre, par contre la résistance ultime est considérablement influencée. On enregistre des augmentations variant de 15 à 40 % pour un dosage volumique de 0,5 % et de 40 à 60 % pour un dosage volumique de 1 %. Les fibres d'élancement 65 sont plus efficaces pour de faibles ouvertures de fissures, par contre celles avec un élancement de 80 sont efficaces pour des grandes ouvertures de

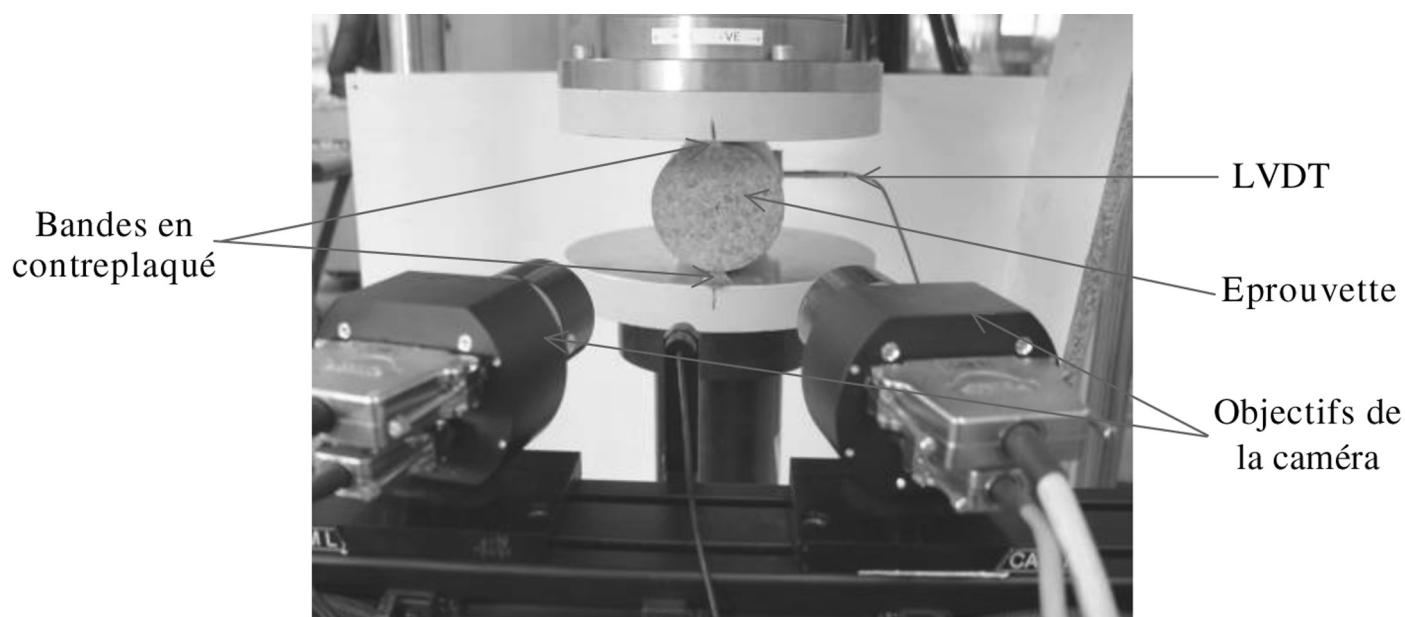


Figure 2. Essai de fendage d'une éprouvette cylindrique

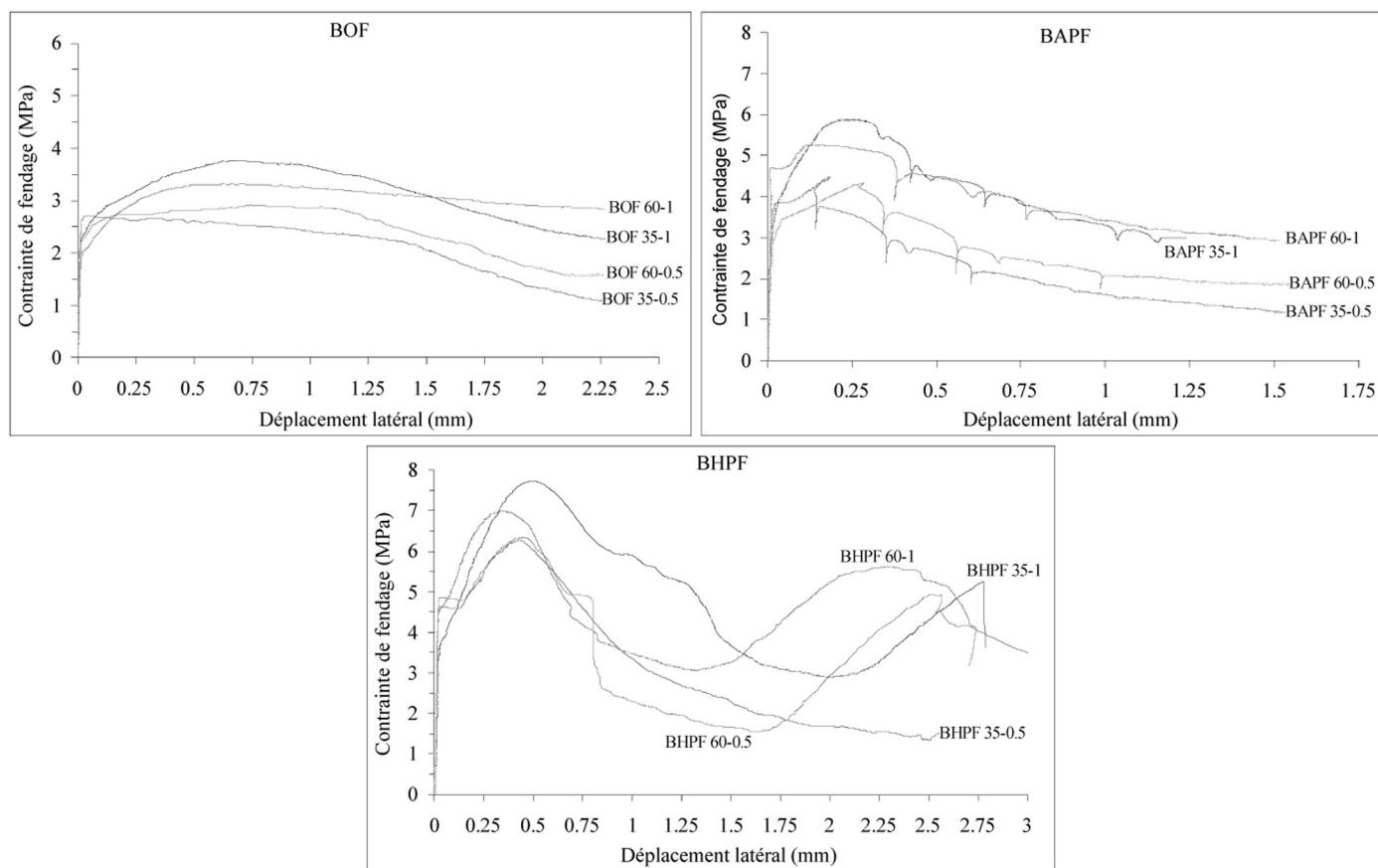
	Résistance à la compression f_{c28} (MPa)	résistance au fendage (MPa)	variation/au témoin	Résistance à la 1 ^{ère} fissure (MPa)	I_5	I_{30}
BO	29,3	2.82	/	/	1	1
BOF 35-0.5	27,0	3.09	9 %	2.09	4.7	28.0
BOF 35-1	28,4	3.50	43 %	2.14	5.3	32.6
BOF 60-0.5	28,3	3.13	37 %	2.11	4.9	30.1
BOF 60-1	28,5	3.24	40 %	2.37	5.2	31.4
BAP	61,3	4.57	/	/	1	1
BAPF 35-0.5	57,1	6.70	15 %	3.55	5.1	32.4
BAPF 35-1	53,6	7.43	41 %	4.10	6.6	40.3
BAPF 60-0.5	56,7	6.38	9 %	3.71	5.2	31.2
BAPF 60-1	54,6	6.90	31 %	3.95	6.5	41.5
BHP	82,6	4.57	/	/	1	1
BHPF 35-0.5	79,1	6.70	41 %	4.05	5.3	30.4
BHPF 35-1	78,8	7.73	59 %	4.80	6.3	35.9
BHPF 60-0.5	73,9	6.38	34 %	4.34	5.3	31.3
BHPF 60-1	72,2	6.99	45 %	4.75	6.1	33.2

Tableau 2. Résistances et déplacements de l'essai de fendage

fissures comme le montre la figure 3. L'expression [2] trouvée par (Ashour, 1992) exprimant la résistance par fendage (f_{ff}) d'un composite en fonction de la résistance de la matrice (f_f) et le volume des fibres (V_f) fonctionne correctement sur nos essais.

$$f_{ff} = f_f + 3.02 V_f \quad [2]$$

La ductilité des bétons fibrés a été analysée par deux indices de ductilité I_5 et I_{30} , (tableau 2). La ductilité des bétons a été nettement améliorée par la présence des fibres. Par ailleurs la ductilité des BHP fibrés est supérieure à celle des bétons ordinaires; attribuée à la bonne adhérence fibres-matrice des BHP.

**Figure 3. Courbes contrainte-déplacement des différents types de béton**



3.2. Evolution de la fissuration des éprouvettes

Des ruptures par fendage des éprouvettes en béton fibré sont montrées dans la figure 4(a). La figure 4(b) montre la séquence de rupture par fendage des bétons fibrés. A noter que la cartographie des fissures est réalisée par la caméra numérique. Nous constatons que les fissures obtenues pour les bétons non fibrés sont rectilignes. Généralement une fissure est initiée au centre de l'éprouvette et se propage le long du diamètre sollicité vers les points de chargement. L'ouverture de la fissure augmente ainsi que sa longueur, lorsque le déplacement latéral augmente. La rupture étant brutale et fragile surtout pour les BHP (figure 5).

Pour les bétons fibrés, la fissure principale commence au centre de l'éprouvette et se propage le long du plan de la symétrie vers les bandes de chargement. Cette fissure demeure très souvent la fissure principale d'ouverture plus importante au centre, même si souvent d'autres fissures connexes apparaissent. Une fois que la fissure principale s'est prolongée le long du plan de symétrie de l'éprouvette (déplacement latéral $\delta > 200$ mm), des fissures connexes obliques apparaissent au niveau des deux côtés des bandes de chargement, mais leurs longueurs et ouvertures sont faibles (figure 6). L'origine de ces fissures est la localisation de contraintes de traction maximales au niveau des appuis. Ces fissures se développent en profondeur parallèlement à la fissure principale. A la fin de l'essai, le développement des fissures connexes devient asymétrique, l'ouverture de la fissure principale est très importante et par la suite l'éprouvette est fendue en deux demi-cylindres.

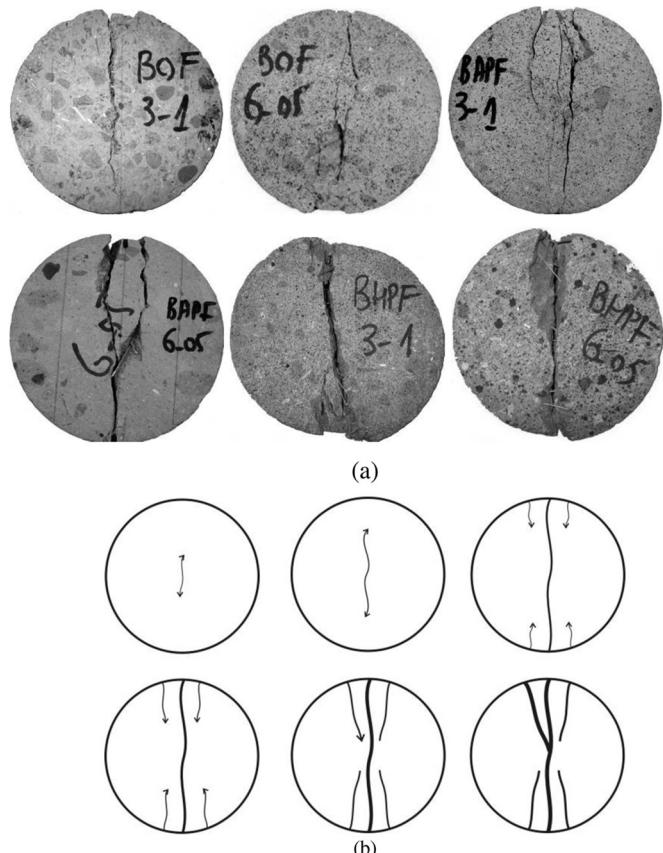


Figure 4. Séquence de rupture par fendage des bétons fibrés

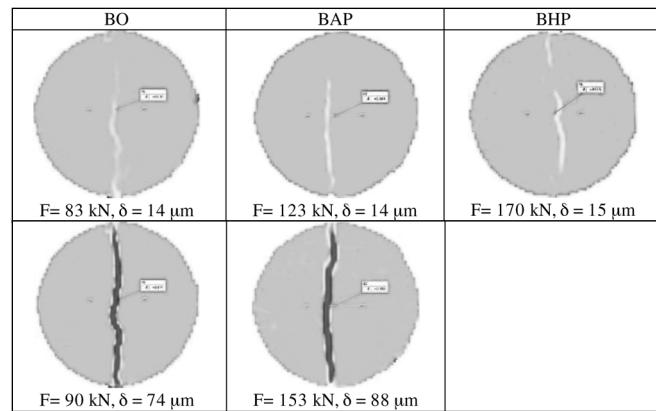


Figure 5. Cartographie de la fissuration apparente sur la face d'une éprouvette des bétons non fibrés

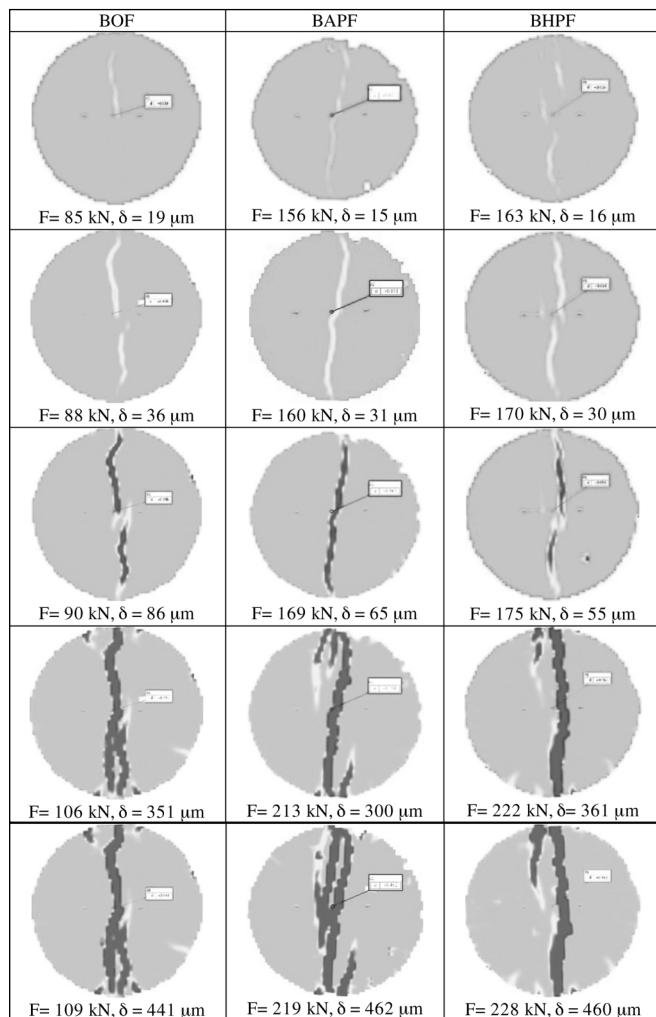


Figure 6. Cartographie de la fissuration apparente sur la face d'une éprouvette des bétons fibrés

3.3. Relation entre les résistances au fendage et à la compression

L'approche empirique traditionnelle pour estimer la résistance de traction par fendage f_{tf} consiste à déduire cette propriété en fonction de la résistance à la compression f_c , selon une loi de puissance de type (Zain, 2002) :



$$f_{tf} = m(f_c)^n \quad [3]$$

m et n sont des paramètres d'ajustement, $0.5 \leq n < 0.7$ et $0.3 \leq m \leq 0.6$.

D'après nos résultats, le rapport (f_c/f_{tf}) varie de 15 à 17 pour les bétons à hautes résistances. Au contraire, pour les bétons fibrés, ce rapport varie de 8 à 10 pour les bétons ordinaires et de 10 à 12 pour les bétons à hautes résistances. Une corrélation entre la résistance au fendage f_{tf} à celle de compression f_c peut être aisément déduite.

- Béton non fibré : $f_{tf} = 0,330 f_c^{0,61}$ ($R^2 = 0,97$) [4]

- Béton fibré : $f_{tf} = 0,246 f_c^{0,79}$ ($R^2 = 0,89$) [5]

Dans le tableau 3 sont représentées les résistances par fendage f_{tf} en fonction des résistances aux compressions f_c calculées à partir de différentes prédictions. L'écart entre les résultats expérimentaux et les prédictions a été évalué par l'erreur intégrale absolue (IAE) exprimée par la relation suivante :

$$IAE = \sum \frac{|f_{tfi} - P_{tfi}|}{\sum f_{tfi}} \times 100 \quad [6]$$

f_{tfi} : résistance au fendage expérimentale, P_{tfi} : résistance au fendage théorique.

En comparant les différentes équations, l'équation de régression ayant la plus petite valeur de l'IAE est jugée comme la plus fiable. Une gamme de l'IAE de 0 à 10 % est considérée comme la limite pour une équation de régression acceptable [Arioglu, 2006]. Nous constatons que les équations (5), (6) et (7) fournissent des valeurs de l'IAE inférieures à 10, les autres sont au-dessus de 10%, ce qui prouve que ces relations empiriques ne sont pas applicables aux BFM.

4. CONCLUSIONS

A partir des résultats des essais, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les fibres se sont avérées plus efficaces dans les matrices à hautes résistances, en augmentant à la fois la charge ultime et la ductilité, grâce à la bonne adhérence entre les fibres et la matrice du béton. L'augmentation de la résistance à la traction par fendage varie de 15 à 40 % pour un dosage volumique en fibres de 0,5 % et de 40 à 60 % pour un dosage de 1 %.

- La ductilité est la propriété principale visée pour pallier au comportement fragile des bétons, particulièrement les BHP. Les résultats ont montré que le comportement post pic a été nettement amélioré.

5. BIBLIOGRAPHIE

- Arioglu N., Girgin Z.C., Arioglu E., « Evaluation of ratio between splitting tensile strength and compressive strength for concrete up to 120 MPa and its application in strength criterion », *ACI Structural Journal*, vol. 103, n° 1, 2006, p. 18-24.
- Ashour S.A., Wafa F.F., « Mechanical properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete », *ACI Structural Journal*, vol. 89, n° 5, 1992, p. 449-455.
- Boulekbache B., Hamrat M., Chemrouk M., Amziane S., « Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material ». *Construction and Building Materials*, vol. 24, n° 9, 2010, p. 1664-1671.
- Carneiro F.L., Barcellos A., « Tensile strength of concretes », *RILEM Bulletin*, n° 13, 1953, p. 97-123.
- Rocco C., Guinea G.V., Planas J., Elices M., « Mechanism of Rupture in Splitting Test », *ACI Materials Journal*, vol. 96, n° 1, 1999, p. 52-60.
- Zain M.F.M., Mahmud H.B., Ilham, A., Faizal, M., « Prediction of splitting tensile of high-performance concrete », *Cement and Concrete Research*, vol. 32, n° 8, 2002, p. 1251-1258.

	Source	Equation	Plage de résistance (MPa)	Erreur intégrale absolue (IAE)
(1)	CEB-FIB 1991	$f_{tf} = 0,3(f_c)^{2/3}$	$f_c < 83$	14.8
(2)	ACI 318-99	$f_{tf} = 0,56(f_c)^{0,5}$	/	12.8
(3)	Carino et Lew 1972	$f_{tf} = 0,272(f_c)^{0,71}$	/	23.2
(4)	Arioglu 2006	$f_{tf} = 0,231(f_c)^{0,661}$	$15 \leq f_c < 120$	20.2
(5)	Akazawa	$f_{tf} = 0,209(f_c)^{0,73}$	/	5.8
(6)	Carneiro et Barcellos	$f_{tf} = 0,185(f_c)^{0,735}$	/	7.7
(7)	Oluokun 1991	$f_{tf} = 0,21(f_c)^{0,7}$	/	8.5

Tableau 3. Résistance au fendage en fonction de celle à la compression



sols

APPORTS D'UN TRAITEMENT NON TRADITIONNEL POUR LE COMPACTAGE DES SOLS FINS

Gaëtan BLANCK^{1,2}, Olivier CUISINIER¹, Farimah MASROURI¹

¹ Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages (LAEGO), 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.

² Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie (ADEME).

1. INTRODUCTION

La prise en compte des problématiques de développement durable tend à modifier les pratiques des entreprises de terrassement. Cette démarche vise à concilier les aspects techniques et environnementaux dans les variantes proposées tout en respectant l'équilibre financier des projets. Conscientes de l'importance revêtue par cette problématique, les entreprises du monde de la construction se sont engagées début 2009 auprès du ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement sur un ensemble de points à améliorer en vue d'atteindre les objectifs du développement durable dans ce secteur [1]. Parmi les défis à relever figurent notamment la valorisation de l'ensemble des matériaux naturels extraits, la réduction des émissions de gaz à effet de serre et la réduction de la consommation d'eau sur chantiers. La solution proposée pour répondre à ces objectifs implique le développement des techniques de traitement des sols existantes et l'innovation dans l'utilisation de produits non traditionnels. Ces produits sont issus de diverses industries et présentent l'avantage d'être peu onéreux et d'avoir *a priori* un impact environnemental limité. Ces produits très divers en nature

peuvent être classés en plusieurs catégories. Sont ainsi distinguées les solutions acides, solutions enzymatiques, lignosulfonates, émulsions bitumineuses, émulsions de résines végétales ou encore de polymères de synthèse [2]. Cependant, les conditions d'utilisation de ces produits restent encore mal connues et les études indépendantes sur le sujet sont peu nombreuses. Malgré les intérêts potentiels présentés par les produits non traditionnels, certains auteurs ([2], [3] et [4]) notent le manque d'études scientifiques détaillées permettant d'évaluer de façon objective les effets de ces produits sur les caractéristiques géotechniques des sols traités. Dans ce contexte, la mise en œuvre d'une démarche d'évaluation rigoureuse basée sur des études scientifiques s'impose.

Des guides d'utilisation des produits non traditionnels pour la réalisation de routes non revêtues ont été établis aux États-Unis ([5] et [6]). L'emploi de tels produits permettrait notamment d'augmenter la densité des sols. Les modifications induites par le traitement ont également comme effet de limiter l'érosion des sols tout en réduisant les émissions de poussières liées au trafic [7]. Parmi l'ensemble des produits disponibles, la présente étude s'intéresse aux solutions aqueuses acides dont l'utilisation est relativement



répandue au sein des produits non traditionnels. Ces produits agiraient par dissolution des minéraux argileux conduisant à améliorer le comportement mécanique des sols [8]. Cependant, le mécanisme d'action proposé n'est pas étayé d'observations expérimentales.

Des résultats issus de différents projets de traitement entrepris aux États-Unis entre 1992 et 1995 indiquent un certain nombre de succès lors de la mise en œuvre *in situ* de traitements non traditionnels acide [8]. Toutefois, dans certains cas, le traitement s'est soldé par un échec dont la cause est généralement attribuée à des erreurs dans les procédures d'application ou de dosage des produits utilisés. La présence de carbonate de calcium est également supposée influencer les résultats mécaniques obtenus après traitement [9]. D'autres études *in situ* ont mis en évidence des améliorations de 10 à 130 % de l'indice CBR des sections traitées après huit mois de cure [10]. En ce qui concerne les études en laboratoire, les résultats des essais mécaniques effectués n'ont montré que des modifications mineures des caractéristiques étudiées. Ainsi, des modifications de moins de 10% de la résistance à la compression simple d'une grave argilo-sableuse et d'un limon traités avec différents dosages (0,01 à 0,1 %) d'un produit acide ont été constatées ([2] et [12]). Les essais de compactage effectués par les mêmes auteurs n'ont pas montré de modifications significatives. Toutefois, certaines études ont mise en évidence une action du traitement sur les teneurs en eau optimales et densités sèches maximales de différents sols argileux ([11] et [13]).

Les résultats des études publiées dans la littérature indiquent un certain potentiel des produits non traditionnels acides en traitement des sols. Cependant, une grande variabilité des résultats est observée dont l'origine peut être liée à la nature des sols ou à celle des produits de traitement uti-

lisés. La présente étude vise ainsi à mettre en évidence le rôle de la nature du sol sur les effets du traitement acide retenu et à évaluer les implications techniques et environnementales qui découlent des effets observés.

2. MATÉRIAUX ET DÉMARCHE EXPÉRIMENTALE

La présente partie expose les principales caractéristiques du produit de traitement et des trois sols étudiés puis détaille le protocole expérimental de confection des éprouvettes de sol.

2.1. Caractéristique du produit de traitement

Le produit de traitement étudié est commercialisé sous la forme d'une solution aqueuse d'acide sulfurique contenant du limonène sulfonaté. Toutefois, la composition exacte du produit n'est pas communiquée. La solution, de couleur noire doit être diluée dans l'eau avant aspersion sur le sol à traiter. Le dosage recommandé quelle que soit la nature du sol est de 0,2 L/m³. Sachant que la densité du produit est de 1,15 et en supposant une masse volumique sèche du sol compacté soit de 1,6 Mg/m³, le dosage équivalent en masse de produit par masse de sol sec est de 0,014 %. Ce dosage est nommé dosage de référence par la suite. Le produit est conservé à température ambiante à l'abri de la lumière selon les recommandations du fournisseur.

Propriété	Limon de Luxeuil	Limon de Xeuilley	Limon calcique
Granulométrie			
Passant 80 µm (%)	89,6	95,0	97,1
Passant 2 µm (%)	32	25	26
Limites d'Atterberg			
Limite de plasticité (%)	29	28	28
Limite de liquidité (%)	50	37	39
Indice de plasticité	21	9	11
Surface spécifique			
VBS (g/100g)	2,1	3,1	3,8
Teneur en carbonate			
CaCO ₃ (%)	0,1	1,3	22,3
Classe de sol			
Classification GTR	A2	A2	A2

Tableau 1. Caractéristiques des trois limons étudiés.



2.2. Caractéristiques des sols

Trois sols fins sont étudiés (tableau 1). Ces sols appartiennent à la catégorie A2 selon le Guide des Terrassements Routiers (GTR). Parmi les trois sols, le limon calcique se distingue par sa teneur supérieure en carbonate de calcium (22,3 %). Cette particularité permet d'observer l'influence éventuelle de ce minéral sur le comportement mécanique du sol. Les effets du dosage sont évalués sur le limon de Luxeuil tandis que les deux autres limons sont traités au dosage de référence.

2.3. Préparation des éprouvettes

Préalablement à leur utilisation, les sols sont séchés dans une étuve à 60°C. Après mise à teneur en eau à 10 %, le sol est laissé au minimum 16 heures en sac hermétiquement fermé. Passé ce délai, la masse de produit nécessaire au traitement est prélevée à l'aide d'une seringue puis pesée à +/- 0,01 g près. La quantité de produit est alors mélangée au volume d'eau nécessaire pour amener le sol à la teneur en eau souhaitée. Si la quantité de produit est trop faible, une masse plus importante est prélevée et diluée dans un volume d'eau adéquat pour respecter le dosage visé. L'eau mélangée au produit de traitement est incorporée lentement au sol lors des opérations de malaxage effectuées à l'aide d'un malaxeur à couteaux. Après une heure de cure, le sol est compacté à l'énergie Proctor normale à l'aide d'une dame Proctor automatique selon la norme NF P 94-093.

Les éprouvettes réalisées pour la mesure de la résistance à la compression simple sont confectionnées par double pis-

tonnage dans des moules cylindriques de dix centimètres de hauteur et de cinq de diamètre. Chaque éprouvette est emballée dans du papier cellophane recouvert d'aluminium puis conservée dans une salle climatisée à 20°C. Chaque lot comporte trois éprouvettes. Les éprouvettes sont confectionnées à une teneur en eau égale à celle de l'Optimum Proctor Normal (OPN) de chaque traitement et 98,5 % de la masse volumique sèche maximale.

3. EFFET DU TRAITEMENT SUR LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES SOLS

Les caractéristiques de compactage de chaque sol sont déterminées pour le sol non traité et après ajout de 0,014 % de produit de traitement selon la procédure décrite précédemment. Pour le limon de Luxeuil, l'influence du dosage sur les caractéristiques de compactage et de résistance à la compression simple a été étudiée. Les éprouvettes confectionnées pour la mesure de la résistance à la compression simple des sols subissent des temps de cure compris entre un et 60 jours.

3.1. Propriétés de compactage

L'ajout du produit de traitement au dosage de référence entraîne un déplacement de deux points de l'optimum du limon de Luxeuil vers le côté sec sans augmentation significative de la masse volumique sèche (figure 1). Un comportement différent est observé pour le limon de Xeuilley

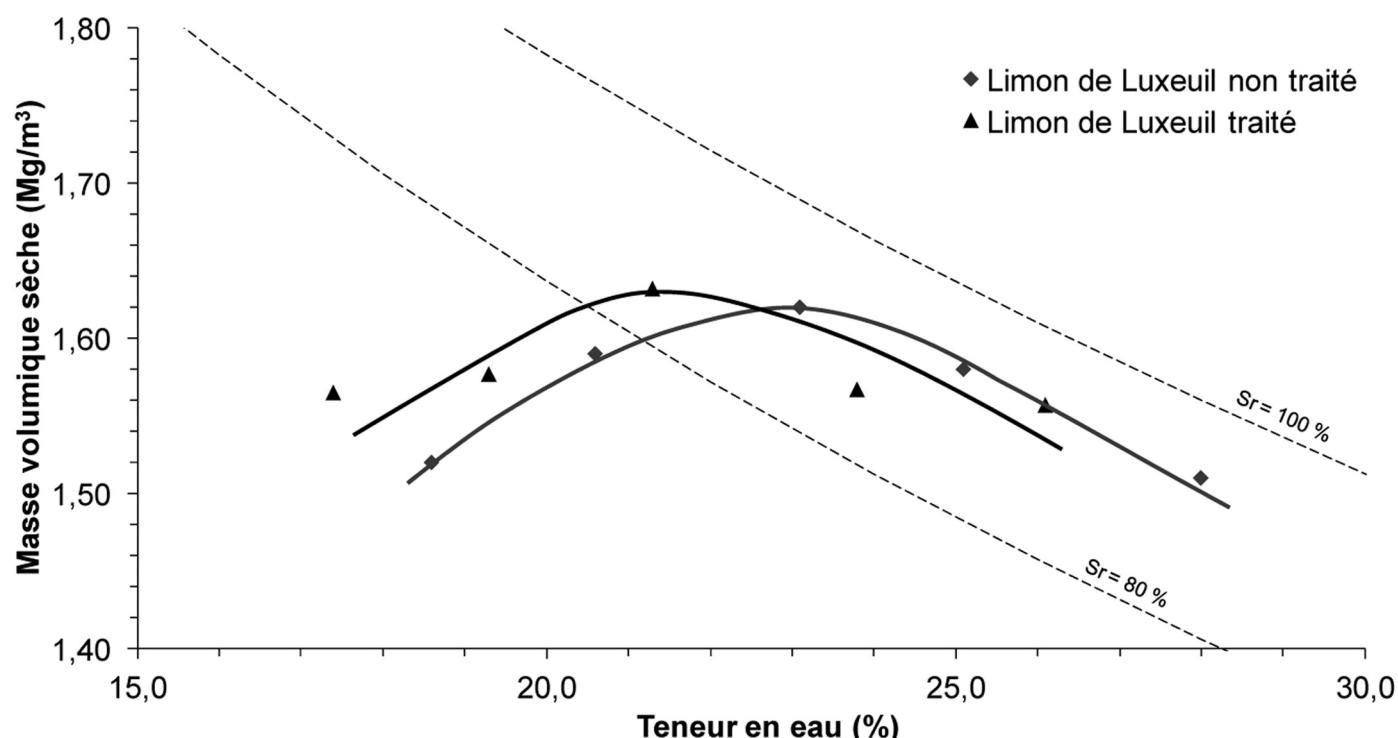


Figure 1. Effet du traitement à 0,014 % de produit acide sur la courbe de compactage Proctor normal du limon de Luxeuil.

pour lequel le traitement ne modifie pas l'optimum de compactage (figure 2). Le limon calcique réagit différemment des deux autres sols et présente une augmentation de $0,05 \text{ Mg/m}^3$ de la masse volumique sèche à l'optimum (figure 3). Cette augmentation est accompagnée du gain d'un point de teneur en eau à l'optimum Proctor (tableau 2).

La modification du dosage pour le limon de Luxeuil affecte la masse volumique sèche à l'optimum d'au maximum $0,03 \text{ Mg/m}^3$ sans faire varier la teneur en eau correspondante, celle-ci reste en effet comprise entre 21,0 et 21,5 % (tableau 3). Ainsi, les références de compactage ne sont pas affectées significativement entre les deux dosages extrêmes employés (0,004 et 0,028 %).

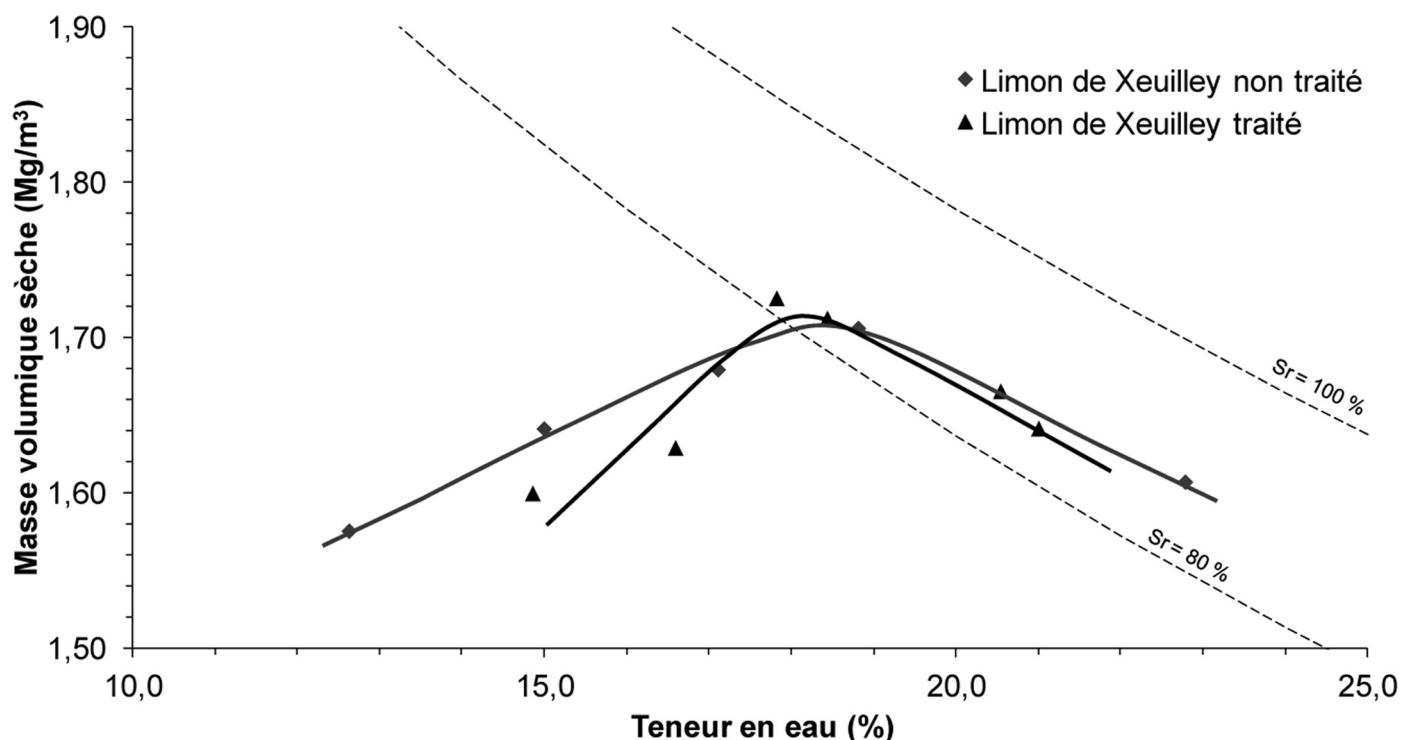


Figure 2. Effet du traitement à 0,014 % de produit sur la courbe de compactage Proctor normal du limon de Xeuilley.

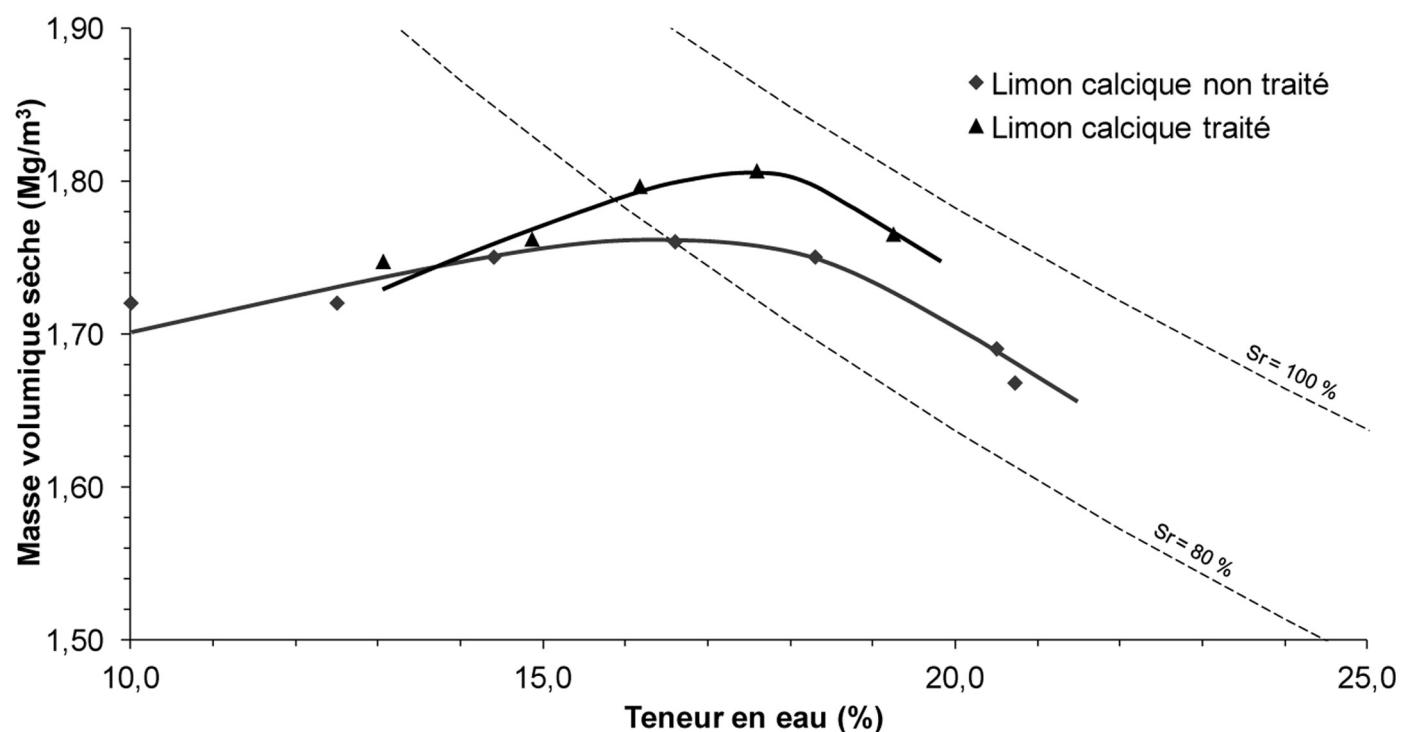


Figure 3. Effet du traitement à 0,014 % de produit acide sur la courbe de compactage Proctor normal du limon calcique.



Caractéristique	Limon de Luxeuil		Limon de Xeuilley		Limon calcique	
	NT	T	NT	T	NT	T
ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	1,62	1,63	1,71	1,72	1,76	1,81
w_{OPN} (%)	23,2	21,3	18,5	18,3	16,5	17,5

Tableau 2. Caractéristiques de l'optimum de compactage pour chaque sol non traité (NT) et traité (T) à 0,014 %.

Limon de Luxeuil		
Dosage (%)	Caractéristiques à l'optimum Proctor normal	
	ρ_d (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)
Non traité	1,62	23,2
0,004 %	1,65	21,0
0,007 %	1,64	21,5
0,014 %	1,63	21,3
0,028 %	1,62	21,5

Tableau 3. Références de l'optimum Proctor normal du limon de Luxeuil en fonction du dosage en produit de traitement.

3.2. Résistances à la compression simple

Les résultats obtenus montrent que pour le limon de Xeuilley et le limon calcique, les valeurs mesurées sont identiques avant et après traitement (figure 4). Le constat est différent pour le limon de Luxeuil. En effet, la résistance du sol traité est près de trois fois supérieure à celle du sol non traité et ce dès le premier jour de cure. Ce phénomène trouve une explication dans le déplacement vers le côté sec de l'optimum de compactage après traitement. Les éprouvettes confectionnées en sol traité sont de ce fait plus

sèches ($w = 21,3\%$ au lieu de $23,2\%$) et légèrement plus denses que celles en sol non traité.

La résistance à la compression simple des trois sols traités ne montre pas d'évolution significative au cours du temps (figure 4). Ainsi, pour le limon de Luxeuil, les valeurs mesurées restent comprises entre 0,4 et 0,5 MPa entre un et 60 jours. L'effet d'une modification du dosage sur la résistance à la compression simple après sept et 28 jours de cure a été étudié sur le limon de Luxeuil avec des dosages compris entre 0,001 et 0,028 % (tableau 4). Les écarts entre les valeurs moyennes des différents dosages (0,32 à 0,43 MPa) peuvent être attribués aux différences de teneur en eau et

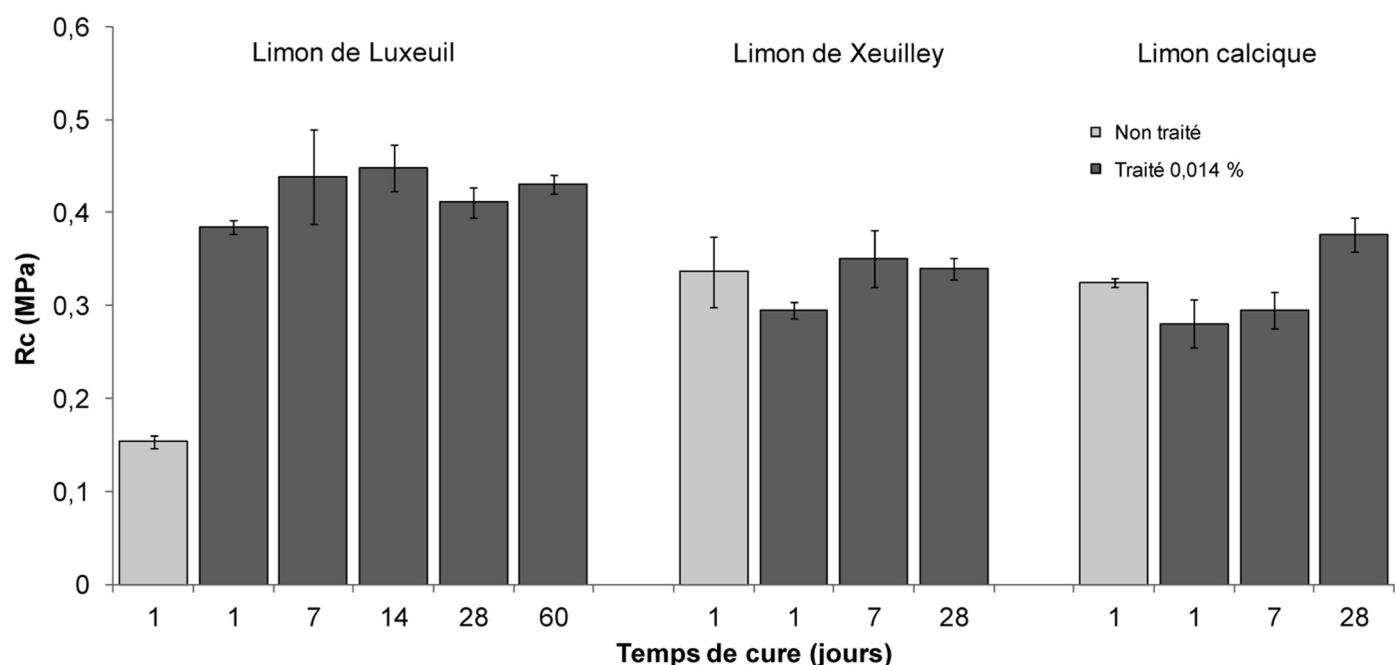


Figure 4. Évolution de la résistance à la compression simple des trois limons pour un dosage de 0,014 %.



de masse volumique sèche pouvant exister entre lots d'éprouvettes. Ainsi, la modification du dosage dans la gamme testée n'influence pas de manière significative la résistance à la compression simple du limon de Luxeuil.

Dosage	Rc à 7 j (MPa)	Rc à 28 j (MPa)
0,001 %	0,35	0,36
0,007 %	-	0,35
0,014 %	0,43	0,41
0,028 %	0,33	0,32

Tableau 4. Résistance à la compression simple à l'OPN du limon de Luxeuil pour différents dosages.

3.3. Bilan

La conduite des essais mécaniques a permis d'évaluer l'effet du traitement sur les caractéristiques de compactage et de résistance à la compression simple de trois limons. Pour chacun d'entre eux, les caractéristiques de l'optimum Proctor normal sont modifiées, sans qu'il n'y ait de tendance commune aux trois sols. L'optimum du limon de Luxeuil est déplacé vers des teneurs en eau plus faibles alors qu'aucune modification n'est observée pour le limon de Xeuilley. À l'inverse du limon de Luxeuil, l'optimum Proctor du limon calcique est déplacé vers une teneur en eau et une masse volumique sèche plus importante. Les résistances à la compression simple acquises par les trois sols traités n'évoluent pas au cours du temps. Ces valeurs sont par ailleurs identiques à celles des sols non traités sauf pour le limon de Luxeuil où les modifications des références de compactage entraînent une amélioration de la résistance à la compression simple. Enfin, pour le limon de Luxeuil, ni les propriétés de compactage ni celles de résistance à la compression simple ne sont affectées significativement par une modification du dosage.

L'action du traitement sur les courbes de compactage du limon de Luxeuil et du limon calcique permet d'envisager les applications suivantes :

- la diminution de deux points de la teneur en eau optimale du limon de Luxeuil rend le traitement intéressant pour la mise en œuvre de ce sol s'il se trouve initialement dans un état sec. En effet, l'apport d'une quantité d'eau moindre est alors nécessaire pour atteindre w_{OPN} . L'économie d'eau ainsi réalisée peut se révéler déterminante notamment dans les régions où les ressources en eau sont peu disponibles, non renouvelables ou nécessitant un transport sur des distances importantes.
- l'augmentation de densité observée à l'optimum de compactage du limon calcique signifie que l'aptitude du sol à se compacter est accrue par le traitement. Ainsi, pour atteindre une densité donnée, le traitement permet de réaliser une économie d'énergie de compactage.

La diversité des effets du traitement sur les trois limons, ne permet pas à ce stade d'établir de lien direct entre la composition des sols et les effets observés. Les applications du traitement doivent de ce fait être évaluées au cas par cas. Afin de maîtriser la diversité des effets, la

recherche des mécanismes d'action est nécessaire dans le but d'identifier les paramètres conditionnant les modifications observées.

4. CONCLUSION

Le traitement de trois limons A2 avec un produit non traditionnel acide a permis de mettre en évidence des modifications des caractéristiques de compactage des sols. Pour deux sols testés cette modification va dans le sens d'une mise en œuvre plus aisée notamment du côté sec de l'optimum de compactage. Le choix du traitement non traditionnel acide permet pour ces sols de réduire la consommation d'eau et d'énergie nécessaire à leur mise en œuvre.

5. REMERCIEMENTS

Les résultats présentés sont issus de travaux financés par l'Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Énergie (ADEME), Égis Géotechnique et DTP Terrassement. Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble des personnes impliquées dans cette étude pour leur participation et leur soutien.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [1] « Convention d'engagement volontaire des acteurs de conception, réalisation et maintenance des infrastructures routières, voiries et espace public urbain », mars 2009.
- [2] Tingle J.S., Santoni R.L., « Stabilization of clay soils with nontraditional additives », *Journal of the Transportation Research Board*, n°1819, 2003, p. 72–84.
- [3] Katz L.E., Rauch A.F., Liljestrand H.M., Harmon J.S., Shaw K.S., Albers H., « Mechanisms of soil stabilization with liquid ionic stabilizer », *Journal of the Transportation Research Board*, n°1757, 2001, p. 50–57.
- [4] Rauch A.F., Katz L.E., Liljestrand H.M., An analysis of the mechanisms and efficacy of three liquid chemical soil stabilizers, Report FHWA/TX-03/1993-1, Austin, 2003.
- [5] Maher M., Marshall C., Harrison F., Baumgaertner K., Context Sensitive Roadway Surfacing Selection guide, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-CFL/TD-05-004, 2005.
- [6] Kestler M.A., Stabilization Selection Guide for Aggregate and Native-Surfaced Low Volume Roads, U.S. Department of Agriculture Forest Service, 2009.
- [7] Surdahl R.W., Woll J.H., Marquez H.R., « Stabilization and Dust Control at the Buenos Aires National Wildlife Refuge, Arizona » *Transportation Research*



- Record : Journal of the Transportation Research Board*, n°1989, 2007, p. 312 – 321.
- [8] Scholen D.E., « Stabilizer mechanisms in nonstandard stabilizers », *Sixth International Conference on Low-Volume Roads*, vol. 2, 1995, p. 252–260.
- [9] Marquart D.K., Chemical Stabilization of three Texas Vertisols with Sulfonated Naphthalene, MS thesis, A&M University, College Station, 1995.
- [10] Visser A.T., « Procedure for evaluating stabilization of road materials with nontraditional stabilizers », *Journal of the Transportation Research Board*, n°1989, 2007, p. 21–26.
- [11] Rajendran D., Lytton R.L., Reduction of Sulfate Swell in Expansive Clay Subgrade in the Dallas District, Research Report TX-98/3929-1, Texas Transportation Institute, College Station, 1997.
- [12] Santoni R.L., Tingle J.S., Webster S.L., « Stabilization of silty sand with nontraditional additives », *Journal of the Transportation Research Board*, n°1787, 2002, p. 61–70.
- [13] Rauch A.F., Harmon J.S., Katz L.E., Liljestrand H.M., « Measured effects of liquid soil stabilizers on engineering properties of clay », *Journal of the Transportation Research Board*, n°1787, 2002, p. 33–41.



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 2012 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 237 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 285 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 296 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 341 € |

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

* 6/2011





sols

ÉTUDE DU COMPORTEMENT PHYSICO-MÉCANIQUE D'UNE MARNE ARGILEUSE TRAITÉE À LA CHAUX ÉTEINTE. CAS DE L'AUTOROUTE EST-OUEST TRONÇON OUED FODDA/KHEMIS MILIANA (ALGÉRIE)

F. MELLAL, B. LAMRI

Université Hassiba Benbouali de Chlef, Route de Sendjas, BP 161, Chlef, Algérie

1. INTRODUCTION

Les marnes sont des roches relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et infrastructures. La technique de traitement à la chaux est la solution idéale pour stabiliser ces types de sols pour des raisons économique, écologique et technique. L'ajout de la chaux aux sols argileux permet de réduire leur sensibilité à l'eau par une augmentation immédiate de la limite de plasticité, de la limite de retrait et de la teneur en eau optimale, d'une réduction de l'indice de plasticité et de

retrait, de la valeur au bleu de méthylène et de la masse volumique sèche, et une conservation de la limite de liquidité (Kolias et al., 2005 ; Yucel et al., 2007). A long terme la chaux implique une augmentation de l'indice CBR, de la résistance à la compression R_c , des paramètres de cisaillement (cohésion C et angle de frottement interne Φ) et une diminution des paramètres de compressibilité, du potentiel et de la pression de gonflement (Kolias et al., 2005 ; Yi et al., 2006 ; Raymond et al., 2007 ; Deneele, 2008). L'amélioration du comportement des sols traités est justifiée par la présence des réactions chimiques entre les minéraux argileux et la chaux hydratée (Sdhakar et al, 1998). Cette étude s'attache à évaluer au laboratoire le traitement d'une marne argileuse provenant des zones de déblai



situées au PK 3+900 du tronçon de l'autoroute, section des 27 km mis en dépôt au PK 5+800 par des quantités en pourcentage de chaux puis une application de ce traitement sur un remblai avec 2 % de chaux au niveaux de l'axe secondaire de l'autoroute Est-Ouest.

2. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

2.1. Préparation des mélanges et procédure d'essais

Les quantités de sol marneux, caractérisé par la fraction de 0/5 mm, et de chaux, utilisés pour la préparation des mélanges, sont déterminées selon un pourcentage massique. Le malaxage se fait à sec à l'aide des pelles jusqu'à l'homogénéisation. Cette opération dure environ 5 à 10 min pour éviter la perte de la réactivité de la chaux. Les paramètres physiques et mécaniques des mélanges sont déterminés conformément aux normes françaises (NF P94-056 et NF P94-057 pour l'analyse granulosédimentométrique, NF P94-051 pour les limites d'Atterberg, NF P94-060-1 pour la limite de retrait, NF P94-068 pour l'essai au bleu de méthylène, NF P94-093 pour les caractéristiques de compactage (Proctor normal et modifié), NF P94-078 pour l'indice portant californien CBR, NF P94-090-1 pour la compressibilité, le gonflement de la marne et la pression de gonflement, NF P94-071-1 pour l'essai de cisaillement).

2.2. Sol (la marne)

Les propriétés physico-chimiques et mécaniques de la marne sont regroupées dans le tableau 1. La quantité de carbonate de calcium (CaCO_3) peut classer la marne comme étant une marne argileuse.

$\% > 80 \mu\text{m}$	WL (%)	IP (%)	IR (%)	VB (g/kg)	CBR	DG (%)	FR (%)	$(\text{CaCO}_3) (%)$
70	60	32	34	6.5	3.3	12	8.3	21.2

Tableau 1. Propriétés physico-chimiques et mécaniques de la marne

CaO (%)	MgO (%)	80 mm (%)	Teneur en eau libre (%)
73.25	< 4	96	0.5

Tableau 2. Caractéristiques de la chaux

Chaux (%)	IP (%)	IR (%)	VB (%)	$\gamma d (\text{kN/m}^3) (\text{OPM})$	$w (\text{OPM}) (%)$
0	32	34	6.5	19.4	13.5
1	28	30	6	18.9	13.9
2	20	28	5.3	18.5	14.3
3	18	22	4.5	18.3	15.0
4	15	17	4.7	18.2	15.3

Tableau 3. Variation des caractéristiques physiques de la marne en fonction du pourcentage en chaux additionnée

Selon le guide des terrassements routiers (Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92)), la fraction de la marne inférieure à 50 mm est de la classe A3 et les éléments rocheux (supérieur à 50 mm) sont de la classe R 34 ts. Les matériaux de la classe A3 sont caractérisés par une forte plasticité et un état hydrique très humide et les matériaux de classe R 34 ts sont caractérisés par un état en place surconsolidé semi rocheux avec des états hydriques très secs. Leur réemploi en l'état naturel, pour la construction des remblais, pose des problèmes délicats au moment de la mise en œuvre (problème de la haute plasticité qui implique des difficultés de malaxage et de compactage), surtout à long terme pendant la vie de l'ouvrage (risques d'évolution granulométrique dans le temps).

2.3. La chaux

La chaux utilisée provient de l'usine de Saida. Les caractéristiques de cette chaux sont récapitulées dans le tableau 2. Selon les résultats du tableau 2 ainsi que les normes de spécification (NF 196-2, NF 044 – 145), on peut dire que la chaux hydratée de Saida est conforme pour son utilisation dans le traitement des remblais routiers.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1. Effet de la chaux sur les caractéristiques physiques de la marne

Selon le tableau 3 ci-dessous, on remarque que l'augmentation du pourcentage de chaux implique une réduction importante des indices de retrait et de plasticité et de la



valeur au bleu. Un pourcentage de 4% de chaux fait réduire les deux indices d'un taux de 50% ainsi que la masse volumique sèche à l'optimum Proctor et une augmentation de la teneur en eau optimale.

3.2. Effet de la chaux sur l'IPI

La figure 1 montre qu'il y a une tendance générale d'accroissement des valeurs du CBR et de l'IPI avec l'augmentation du pourcentage en chaux, un taux de 1% de chaux donne une augmentation de 50% de CBR.

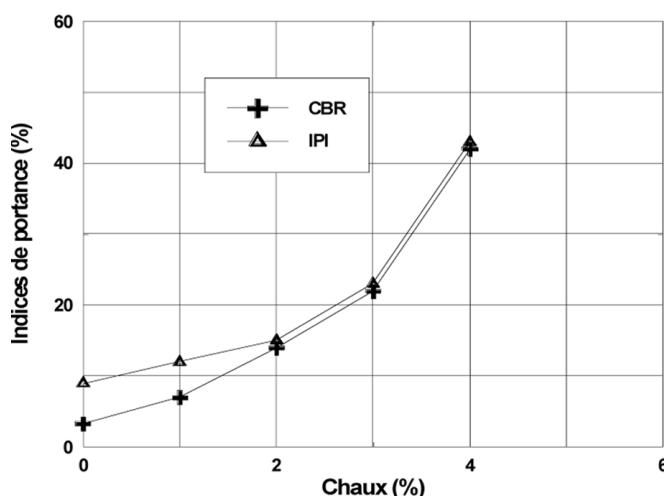


Figure 1. Variation de l'indice de portance IPI et du CBR en fonction des différents pourcentages de chaux

3.3. Effet de la chaux sur la résistance à la compression des mélanges

La résistance à la compression de la marne concassée à l'état naturel est très faible, elle est de l'ordre de 0.64 MPa. Selon la figure 2, on remarque que pour une durée de cure nulle (écrasement immédiat), la résistance à la compression garde sa valeur faible pour les différents mélanges.

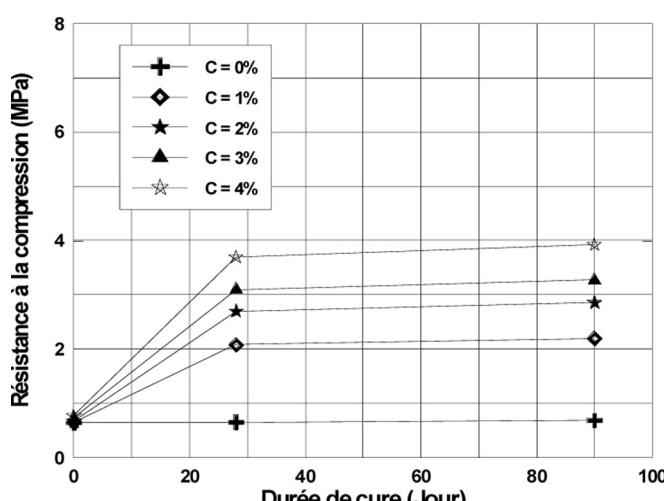


Figure 2. Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure et le pourcentage en chaux additionné

A partir d'une durée de cure de 28 jours, on constate une évolution importante avec l'augmentation du pourcentage de la chaux puis elle est stabilisée à une durée de cure de 90 jours. La forte augmentation de la résistance à la compression après 28 jours est justifiée par la réaction d'hydratation de la chaux pendant cette période.

3.4. Effet de la chaux sur la compressibilité

Le gonflement des matériaux est considéré lorsque l'indice de gonflement $C_g \geq 4\%$. A l'état naturel de la marne étudiée, les valeurs de l'indice de compressibilité C_c et l'indice de gonflement C_g sont respectivement 3.32 % et 4.11%, ce qui donne une marne argileuse très peu compressible et gonflante.

La figure 3 montre une diminution de l'indice de compression et de l'indice de gonflement au fur et à mesure que le pourcentage de chaux augmente. On constate que le sol perd sa sensibilité au gonflement à partir de 1% de chaux.

3.5. Effet de la chaux sur le potentiel et la pression de gonflement

La figure 4 représente la variation du potentiel et de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de chaux additionné ($C = 1, 2, 3$ et 4%).

A l'état naturel, la marne possède un potentiel et une pression de gonflement élevés ($G = 5\%$, $P_g = 360$ kPa). Le gonflement des sols peut être considéré aussi pour des valeurs de potentiel et de pression de gonflement respectivement supérieures ou égales à 4% et à 100 KPa. Donc on peut dire qu'on est en présence d'une marne argileuse gonflante. Selon la figure 4, on observe les paramètres de gonflement qui varient inversement proportionnel avec l'augmentation du pourcentage en chaux ; un mélange traité à 2 % de chaux fait passer la marne de son état gonflant à un état non gonflant avec un potentiel de 2.1% et une pression de 98 kPa.

3.6. Paramètres du cisaillement direct

Les variations de la cohésion et de l'angle de frottement avec le pourcentage en chaux évaluées immédiatement à 7, 14 et 28 jours sont illustrées dans la Figue 5.

On remarque une forte amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges à durée de cure de 7 jours et une légère augmentation à 14 et 28 jours.

D'après cette étude, On peut dire que l'introduction d'un faible pourcentage de chaux dans les sols marneux argileux a un effet considérable sur son comportement physique et mécanique. Il a été constaté une diminution des limites d'Atterberg, de la valeur au bleu et du gonflement ainsi qu'une amélioration de la portance et de la résistance. Pour les raisons techniques énumérées, et l'intérêt économique (minimisation du coût), on favorise la réutilisation des quantités de déblais de la marne argileuse mise en dépôts dans les travaux de remblais par le biais d'un traitement à la chaux avec un pourcentage de 2%.

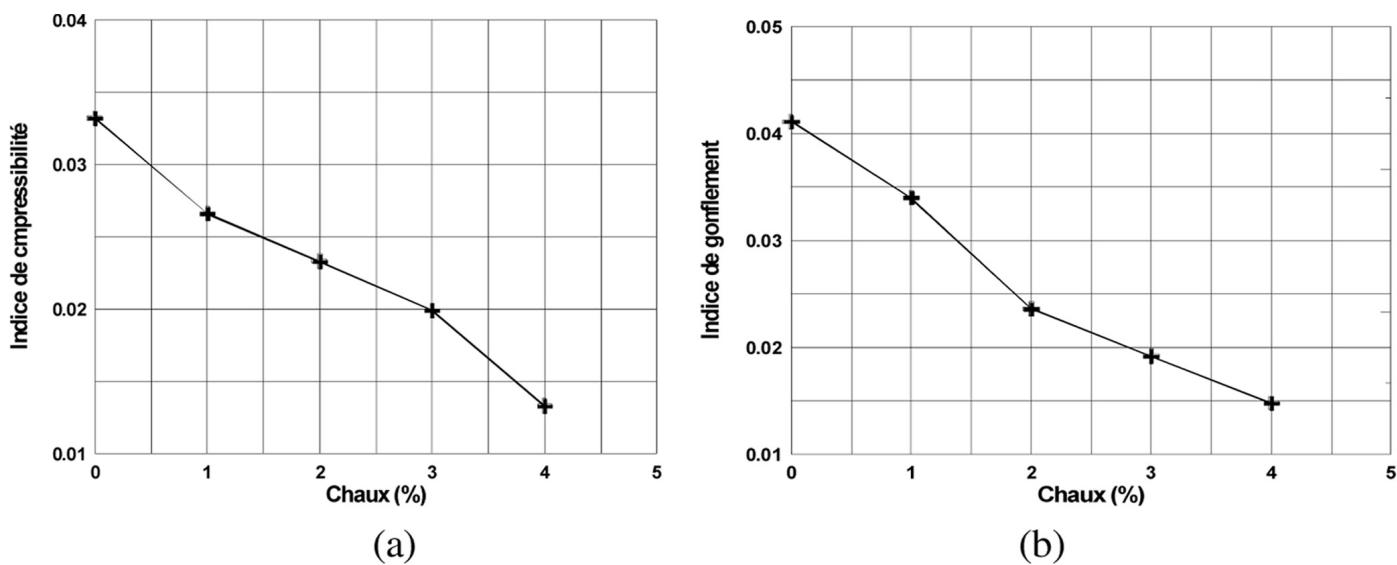


Figure 3. Variation des paramètres de compressibilité en fonction du pourcentage en chaux additionnée
(a) Indice de compressibilité C_c (b) Indice de gonflement C_g

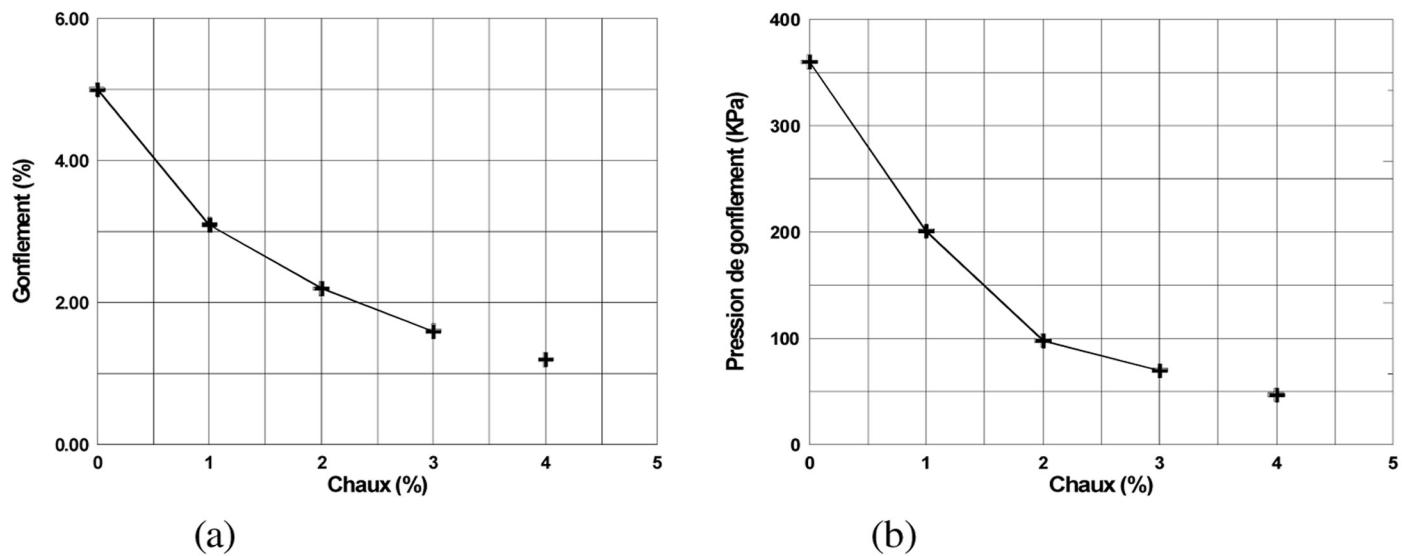


Figure 4. Variation du potentiel et de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de chaux additionnée
(a) Potentiel de gonflement G (b) Pression de gonflement P_g

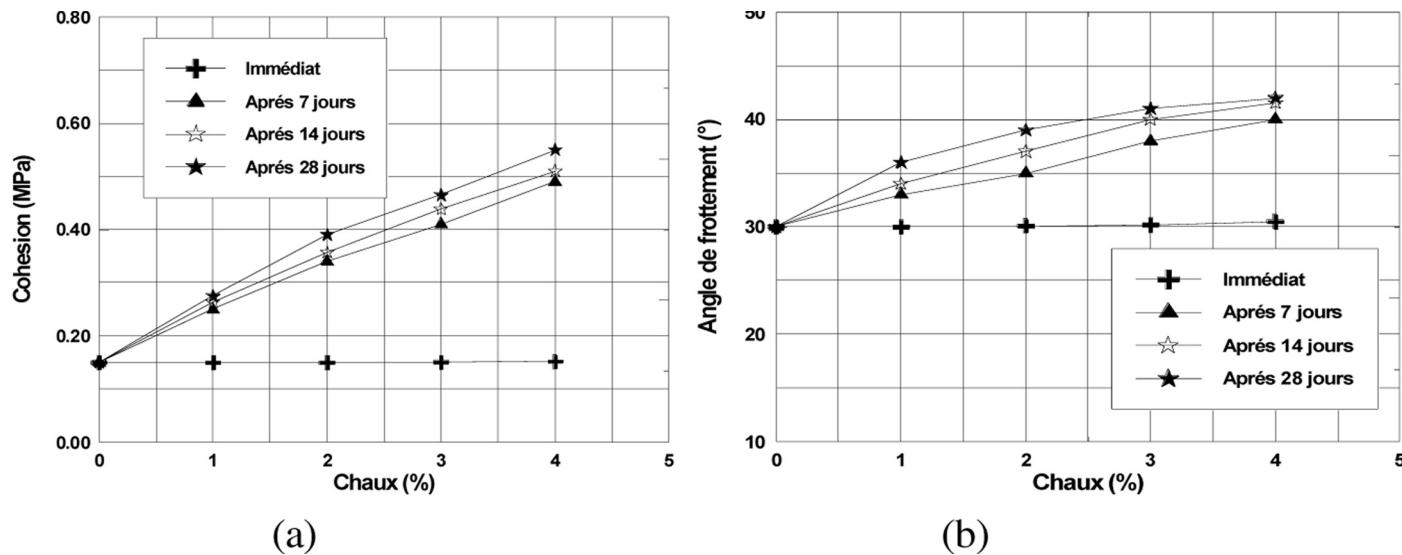


Figure 5. Variation des paramètres de cisaillement en fonction du pourcentage de chaux additionné pour les différentes durées de cure
Cohésion (b) Angle de frottement interne



4. APPLICATION DU TRAITEMENT

4.1. Exécution du traitement

L'exécution est faite par épandage des matériaux, un malaxage et un compactage comme illustrée à la figure 6. L'étalage des matériaux à traiter est réalisé par les engins de fragmentation mécanique : bulldozers, niveleuses qui interviennent pour réduire les matériaux à une mouture de classe 0/20 mm sur 30 cm. L'épandage de la chaux se réalise par sac sur le sol préalablement quadrillé (figure 6 (a)). Chaque carré de 1m² définit la surface sur laquelle un sac de 25 kg doit être répandu.

Le malaxage s'effectue immédiatement (1/4 h) après l'épandage de la chaux pour éviter la dispersion de l'agent de traitement par le vent et la perte de réactivité de la chaux (figure 6 (b)). Il faut veiller à ce que l'humidité du sol après traitement corresponde à l'optimum déterminé par l'étude en laboratoire (14,3%). Le malaxage s'exécute par des passes longitudinales et transversales successives par : bulldozers, niveleuses, tracteur avec disque. Les opérations

d'épandage et de malaxage sont menées de façon à limiter la production de poussière.

Le compactage de la marne traitée demande une attention toute particulière. Il est important que le compactage s'étende à toute l'épaisseur de la couche malaxée (0.3 m à 0.5 m) pour une épaisseur de remblai de 10 m avec un nombre de passes limite (3 à 4 passes) par un rouleau vibrant (figure 6 (c)).

4.2. Résultats des essais in situ et interprétations

Le contrôle du compactage au niveau de chantier est vérifié par la mesure des deux paramètres importants qui sont la compacité et la portance.

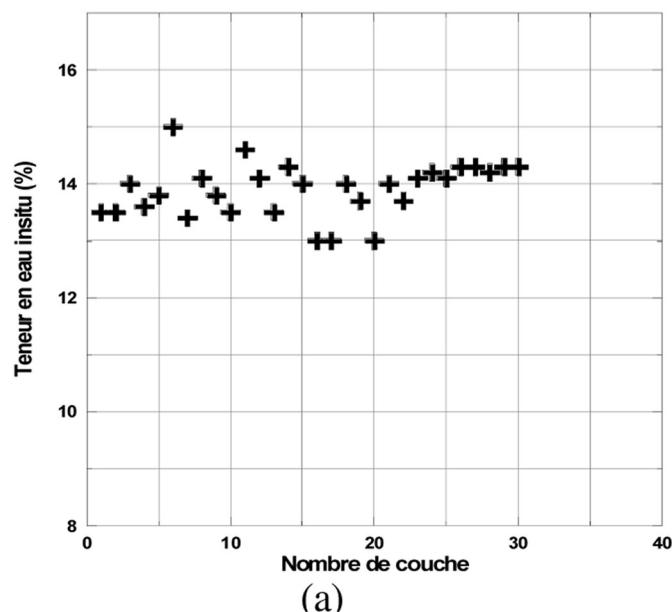
a. Compacité :

Les densités et les teneurs en eau in situ sont déterminées au moyen d'un Troxler selon la norme française (NF P 94-061-1). La figure 7 représente les valeurs de la

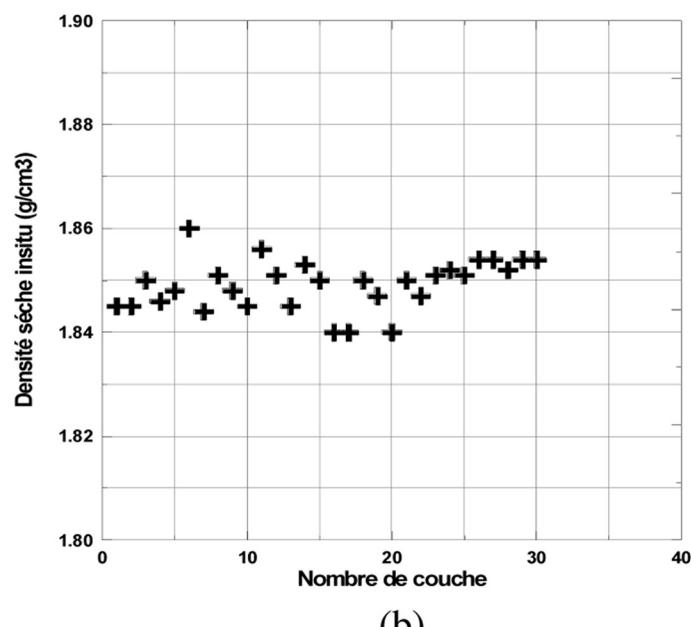


(a) Epandage de la chaux (b) Malaxage (c) Compactage du sol traité

Figure 6. Opérations d'épandage, de malaxage et de compactage



(a)



(b)

Figure 7. Variation de la teneur en eau (a) et de la densité sèche (b) in situ en fonction du nombre de couches

teneur en eau et de la densité sèche in situ en fonction du nombre de couches traitées du remblai.

Selon les valeurs mesurées mentionnées, on constate que la majorité de ces valeurs sont proches des paramètres à l'Optimum Proctor mesurées au laboratoire ($W_{opt} = 14,3\%$ et $\gamma_d = 18,45 \text{ kN/m}^3$). Les résultats sont conformes aux prédictions faites par l'étude en laboratoire

b. Portance :

Les essais de déformabilité sont effectués par le biais d'une plaque de diamètre $\phi 600 \text{ mm}$ (NF P94-117-1) sur chaque ensemble de trois couches de remblai. La figure 8 représente la variation du module de déformabilité (module sous chargement à la plaque EV2) en fonction du nombre de couches.

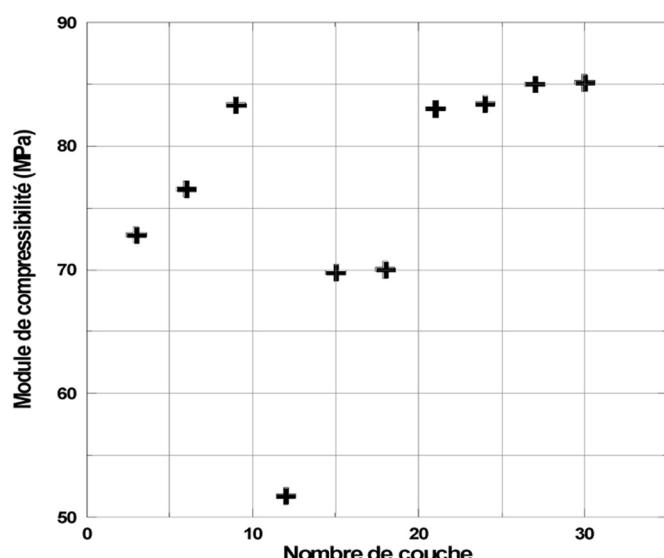


Figure 8. Variation du module de déformabilité en fonction de nombre de couches

Les résultats illustrés par la figure 8 montrent une variation de la valeur du module de déformabilité de 51 à 85 MPa en fonction du nombre de couches. Cette variation est due à la difficulté de malaxage du mélange (marne - chaux) avec les engins traditionnels tel que le bulldozer et la niveleuse. Mais malgré ça, on remarque que toutes les valeurs de EV2 sont supérieures à la valeur exigée par le guide géotechnique de traitement (LCPC / Setra, 2000) (la portance des remblais est définie par un module de sous chargement à la plaque EV2 des couches $\geq 40 \text{ MPa}$), ce qui signifie une bonne portance de notre remblai marneux traité.

5. CONCLUSION

L'application du traitement de la marne sur chantier avec 2% de chaux a confirmé les résultats trouvés au laboratoire. A court terme de la réalisation, on a remarqué que la marne est passée d'un état déformable, collant difficilement compactable à un état rigide, frottant, friable plus facile à travailler. Ce changement d'état est dû à l'amélioration du comportement physique du sol traité (diminution de la plasticité et l'aplatissement de la courbe Proctor). Le contrôle de la compacité et de la portance des couches traitées a donné des résultats fiables. Les valeurs de la densité sèche et les teneurs en eau trouvées in situ à l'aide du Troxler sont généralement proches des valeurs trouvées au laboratoire. Les valeurs du module de sous chargement à la plaque EV2 qui représente la portance ont été trouvées supérieures à 40 MPa. L'amélioration de la portance et de la compacité est justifiée par l'amélioration du comportement mécanique observé au laboratoire des mélanges (augmentation de CBR, augmentation de la cohésion et l'angle de frottement interne, diminution du gonflement).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Deneele D., «Processus physico-chimiques et comportement géotechnique des sols traités», communication, laboratoire centrale des ponts et chaussé, 2008.
- Guide Technique., «Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme», LCPC / Setra, 2000.
- Kolias S., Kasselouri-Rigopoulou I V. & Karahalios A., «Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement». Cement & Concrete Composites, vol. 27, 2005, pp.301–313.
- Raymond N., Yong & Vahid O., «Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils», Applied Clay Science, vol.35, 2007, pp. 238–249.
- Yi C., Bin S., Charles W. & Chao-Sheng T., «Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil», Engineering Geology, vol 87, 2006, pp. 230–240.
- Sdhakar, M.R. & Al., «Physico-chemical behaviour of dry silty clays», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998. pp.451–453.



sismique

CRITÈRE DE LA DUCTILITÉ LOCALE DURANT LA CONCEPTION DES BÂTIMENTS EN BÉTON ARMÉ

Amar KASSOUL, Khelifa SEBAI
 Université Hassiba Benbouali de Chlef, B.P. 151, Chlef, Algérie

1. INTRODUCTION

L'analyse pathologique de quelques constructions endommagées durant les séismes récents en Algérie a montré un manque significatif dans le comportement sismique de ces bâtiments (Davidovici, 2003). En conséquence, l'étude du comportement sismique des constructions similaires s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances sismiques. La ductilité est l'un des indicateurs précieux pour l'étude de cette performance dans le domaine post élastique (Park, 1989).

Actuellement, les codes parasismiques récents exigent des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques des éléments résistants des constructions, afin de préserver d'une manière implicite une ductilité locale suffisante. Dans une étape très avancée, l'Eurocode 8 (Eurocode8, 2003) recommande explicitement la prise en compte de la ductilité locale, par l'exigence des conditions de ductilité bien définie que doivent être respecté durant le dimensionnement.

Afin de sensibiliser les concepteurs des structures en béton armé sur l'importance de la ductilité locale, l'objectif de ce travail tente de mettre en évidence le critère de la ductilité locale recommandé par l'Euro code 8 (Eurocode8, 2003). En vue de traiter cet objectif, on détermine le facteur de la ductilité globale par la méthode statique non linéaire, puis

celui de la ductilité locale dans chaque section des éléments structuraux de trois structures en béton armé, dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003, 2003).

2. PRINCIPE DES MÉTHODES D'ESTIMATION DES FACTEURS DE DUCTILITÉS

2.1. Facteur de ductilité globale

Actuellement, la méthode statique non linéaire (push over) constitue un outil performant pour l'évaluation de la ductilité globale des structures. Cette méthode est réalisée par une application d'une série d'analyses inélastique statique sur le bâtiment au moyen d'un modèle de charge latérale présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure (Boumkik, 2006). Le modèle de charge reste constant au cours de l'analyse mais son amplitude est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteint un déplacement cible spécifique. En général, ce déplacement cible représente le déplacement



maximum, quand le bâtiment atteint une excitation du séisme maximale. En conséquence, le facteur de ductilité globale de la structure μ_Δ , est exprimé par le rapport de ce déplacement cible (Δ_u) et le déplacement à la fin de phase élastique (Δ_y) correspondant à 75 % de l'effort ultime (Park, 1989), où :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [1]$$

2.2. Facteur de ductilité en courbure disponible

La procédure l'évaluation du facteur de ductilité en courbure disponible présentée par (Kassoul *et al.*, 2004) est adaptée selon les recommandations de l'Eurocode 2 (Eurocode 2, 2004). Elle s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilités de déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de traction des armatures.

La Figure 1 (a, b), présente une section transversale d'une poutre à l'état limite de service, où $\varepsilon_{sy,d}$ représente la déformation des armatures tendues, ξ_y désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée, d la hauteur utile de la section et d' la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la Figure 2a, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par :

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d(1-\xi_y)} \quad [2]$$

La Figure 1(c, d) illustre le comportement de la section à l'état limite ultime, où ξ_u représente le facteur de la hauteur de la zone comprimée. Dans le cas de rupture par écrasement du béton, la déformation du béton ε_c dans les fibres extrêmes supérieures excède la valeur ultime de ε_{cu2} (Eurocode 2, 2004), avant que la déformation ε_s dans les

armatures tendues atteigne ε_{ud} (Eurocode 2, 2004). D'après la Figure 2c, la courbure à l'état limite ultime est exprimée par :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\xi_u d} \quad [3]$$

Le facteur de ductilité en courbure disponible ($\mu_{\varphi c}$), dans le cas de la rupture par écrasement du béton s'obtient, par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en [3] et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en [2] :

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1-\xi_y)}{\xi_u} \quad [4]$$

3. CRITÈRE DE DUCTILITÉ LOCALE

L'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2003) offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour μ_φ (noté $\mu_{\varphi,min}$) en fonction du coefficient du comportement des structures q_0 . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité en courbure disponible μ_φ , devrait être supérieur ou égal à $\mu_{\varphi,min}$ ($\mu_\varphi \geq \mu_{\varphi,min}$). Ce facteur $\mu_{\varphi,min}$ est déterminé par les deux expressions suivantes (Eurocode 8, 2003) :

$$\mu_{\varphi,min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)\frac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \quad [5]$$

Où T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre. En général, ce coefficient q_0 varie entre 3 et 6 et le

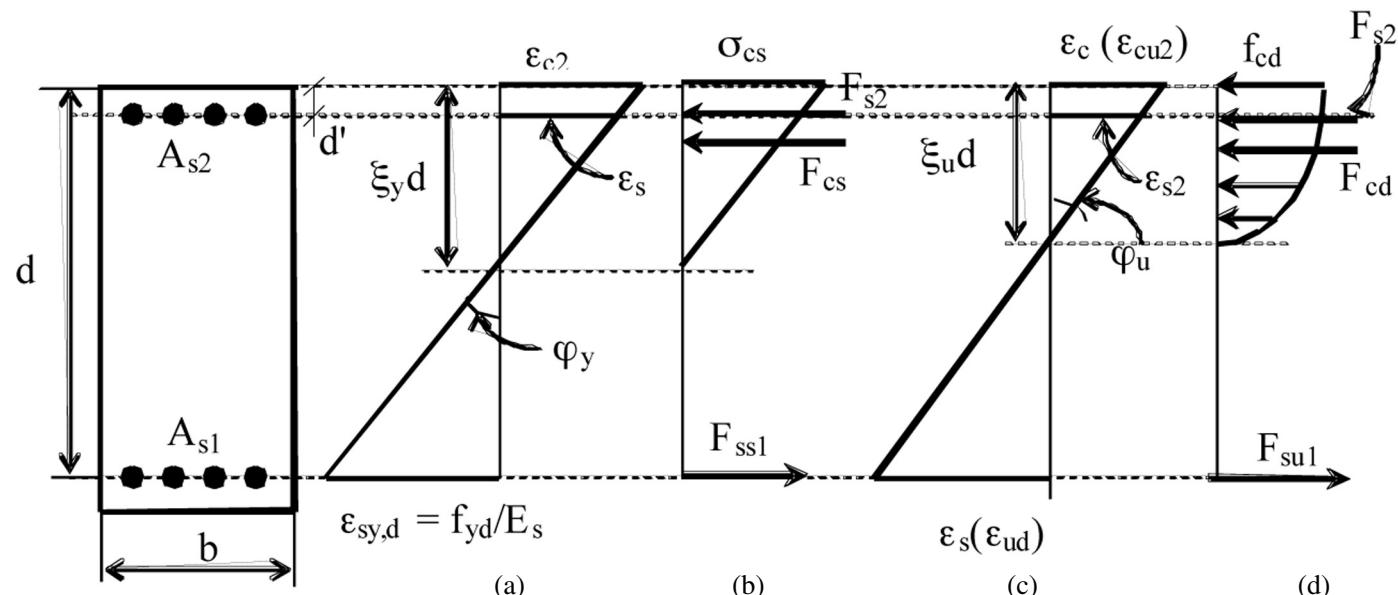


Figure 1. Comportement d'une section fléchie d'une poutre

facteur de ductilité en courbure minimal $\mu_{\varphi,\min}$ correspondant varie entre 6 et 12 (Fuentes, 1988). Par ailleurs, les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003, 2003) n'indiquent aucun critère explicite qui permet la vérification de la ductilité locale durant le dimensionnement.

4. DESCRIPTION DES STRUCTURES ÉTUDIÉES

Pour la réalisation de cette étude, trois structures contreventées par portiques auto stables en béton armé ont été identifiées. Ces structures répondent aux critères de la régularité en plan et en élévation ainsi que la distribution des masses. Elles sont dimensionnées selon les codes Algériens en vigueur à savoir, les règles parasismiques (RPA99/v2003, 2003) et le code du béton CBA 93 (CBA 93, 2004). La première structure est un bâtiment de trois niveaux (NB3). Elle est implantée dans une zone de moyenne sismicité et de sol ferme. La deuxième structure

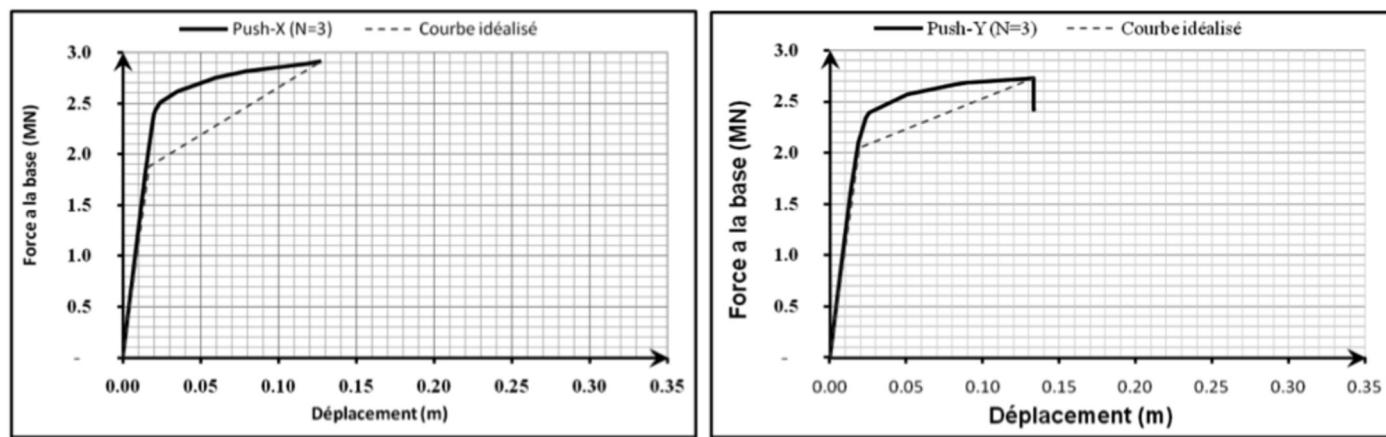
est un bâtiment à cinq niveaux (NB5), à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité et de sol meuble. La troisième structure est un bâtiment à sept niveaux (NB7), à usage d'habitation, implanté dans une zone de faible sismicité et de sol ferme.

5. ÉVALUATION DES FACTEURS DE DUCTILITÉS

5.1. Facteur de ductilité globale

Pour l'évaluation du facteur de ductilité globale des trois structures identifiées, on utilise la méthode décrite dans le paragraphe §2.1. Les résultats en termes de forces – déplacements obtenus par la méthode statique non linéaire, pour les deux directions de chaque bâtiment, sont illustrés dans les Figures 2, 3 et 4.

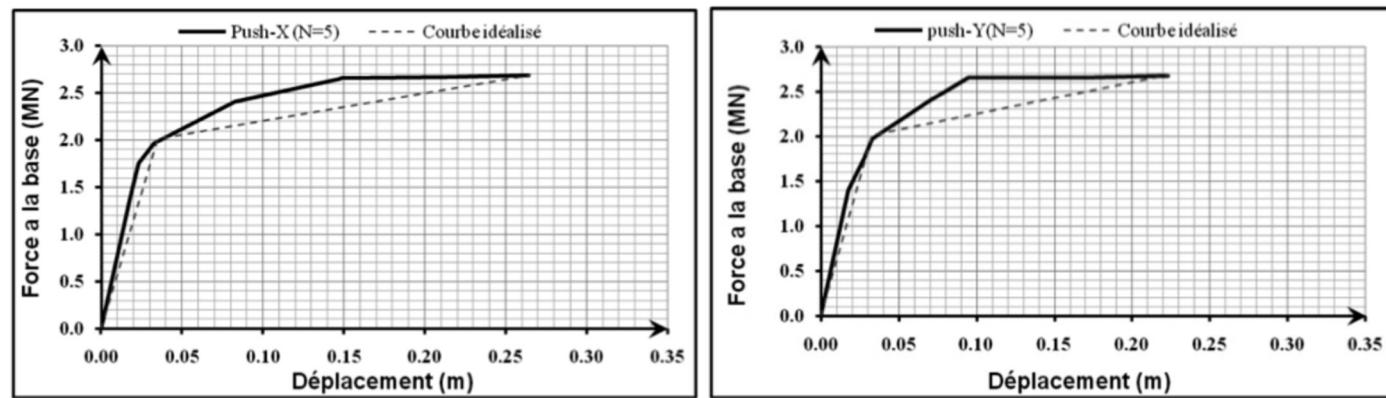
D'après la Figure 2a, le facteur de la ductilité globale μ_A pour le sens longitudinal du bâtiment (NB3) égale à 6.5



a-sens longitudinal (X)

b-sens transversal (Y)

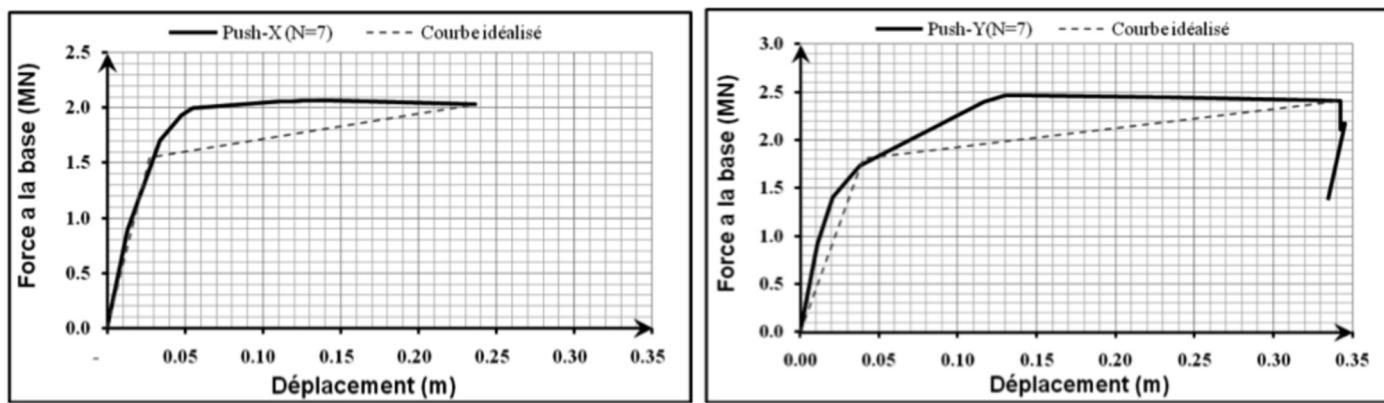
Figure 2. Diagramme force – déplacement par analyse progressive du bâtiment BN3



a- sens X

b- sens y

Figure 3. Diagramme force – déplacement par analyse progressive du bâtiment BN5



a- sens x

b- sens y

Figure 4. Diagramme force - déplacement par analyse progressive du bâtiment BN7

lorsque le déplacement cible Δ_u atteint 0.13m et le déplacement correspondant à 0.75V égal à 0.02. Pour le sens de y, μ_Δ atteint 6.75 (Figure 2b). Ces deux facteurs restent bien supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8 (q_0 varie entre 3 à 6).

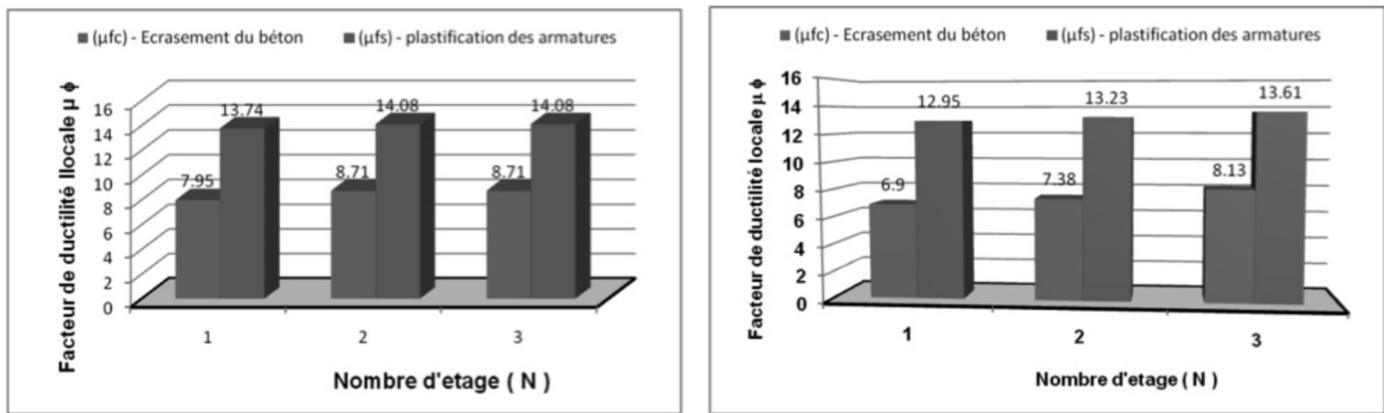
Pour la deuxième structure (NB5), le facteur de ductilité globale varie entre 6.62 dans le sens x (Figure 3a) et de 5.58 dans le sens y (Figure 3b), et qui restent toujours supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8.

Pour le bâtiment (NB7), d'après la Figure 4a, le facteur de la ductilité globale μ_Δ égal à 6.98 lorsque le déplacement cible Δ_u devient proche de 0.23 et le déplacement correspondant à 0.75V égal à 0.034. Pour le sens transversal, on enregistre μ_Δ égal à 8.58 (Figure 4b). Ces deux facteurs restent aussi supérieurs à ceux adoptés par RPA99/v2003 et de l'Euro code 8.

D'ici, de point de vue globale ces trois structures fournissent une ductilité globale très acceptable, néanmoins il reste à validé cette conclusion de point de vue locale.

5.2. Facteur de ductilité locale

Les facteurs de ductilités en courbure disponible des éléments (poutres) des structures identifiées sont déterminés, on utilise la procédure décrite dans le paragraphe § 2.2. Les résultats obtenus sont illustrés dans les Figures 5, 6 et 7. La Figure 5a présente une confrontation entre les facteurs de ductilités en courbures disponibles de la structure NB3, dans les cas d'échecs par écrasement du béton (μ_{qc}) et par plastification des armatures (μ_{qs}). D'après cette figure, on constate que μ_{qc} varie entre 7.95 à 8.71 dans les niveaux supérieurs. Ces facteurs restent strictement inférieurs à ceux déterminés dans le cas d'échec par plastification des armatures, et qui varie entre 13.71 et 14.08. Dans les deux cas de ruptures les facteurs de ductilités dans les étages supérieurs sont plus élevés à ceux des niveaux inférieurs, ceci est dû à la diminution du pourcentage des armatures tendues dans les étages supérieurs. En conséquence, les facteurs de ductilité locale obtenus dans le cas d'échec par écrasement du béton, dans le sens de x de la structure



a- sens x

b- sens y

Figure 5. Facteurs de ductilités locales des éléments de la structure (NB3)

(NB3), sont les plus défavorables, et qui seront considérées dans l'analyse du critère de la ductilité locale. Le même constat est observé pour le sens transversal (y) dans la Figure 5b.

Concernant les facteurs de ductilités locales du bâtiment (NB5), la Figure 6a montre que les facteurs estimés dans le cas d'échec par écrasement du béton varient entre 9.18 à 10.48 dans les étages supérieurs, et qui restent strictement inférieurs à ceux déterminés dans le cas d'échec par plastification des armatures, variant entre 14.05 et 14.54. Le même constat est observé pour le sens transversal (Figure 6b).

Pour le bâtiment (NB7), ces facteurs sont estimés, dans le cas d'échec par écrasement du béton, entre 8.29 à 11.05 dans les étages supérieurs (Figure 7a), et qui restent inférieurs à ceux déterminés dans le cas d'échec par plastification des armatures, variant entre 13.61 et 14.69. Dans le sens transversal (y) $\mu_{\phi c}$ varie entre 9.26 et 10.72 alors que $\mu_{\phi s}$ varie entre 14.05 et 14.60 (Figure 7b).

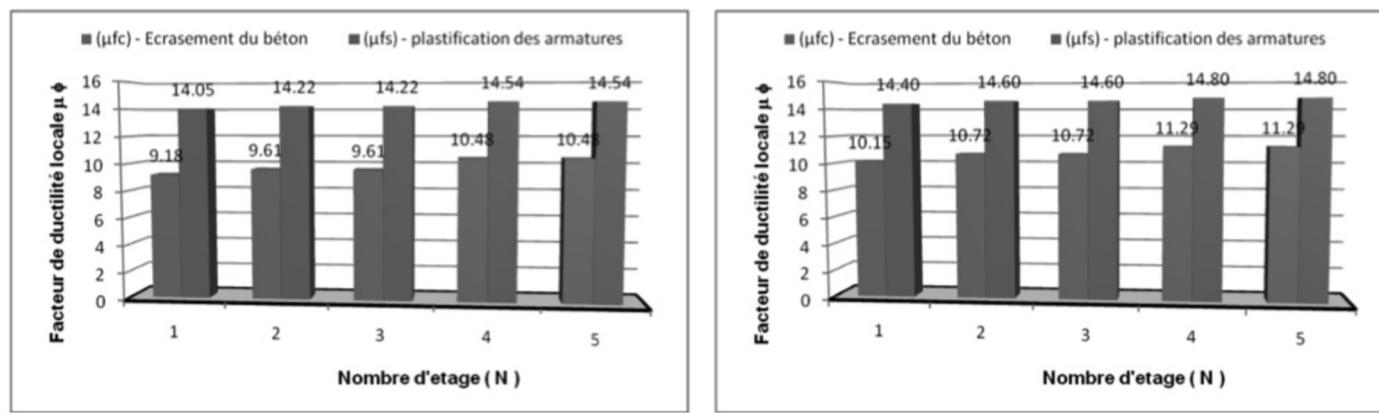
D'ici, il est à noté que les facteurs de ductilités en courbures disponibles ($\mu_{\phi c}$) estimés dans le cas d'échec par écrasement du béton sont très défavorables comparative-

ment à ceux déterminés dans le cas d'échec par plastification des armatures, dans les trois structures considérées. En conséquence, les facteurs $\mu_{\phi c}$ sont considérés dans l'analyse du critère de la ductilité locale dans la suite.

6. ANALYSE DU CRITÈRE DE LA DUCTILITÉ LOCALE

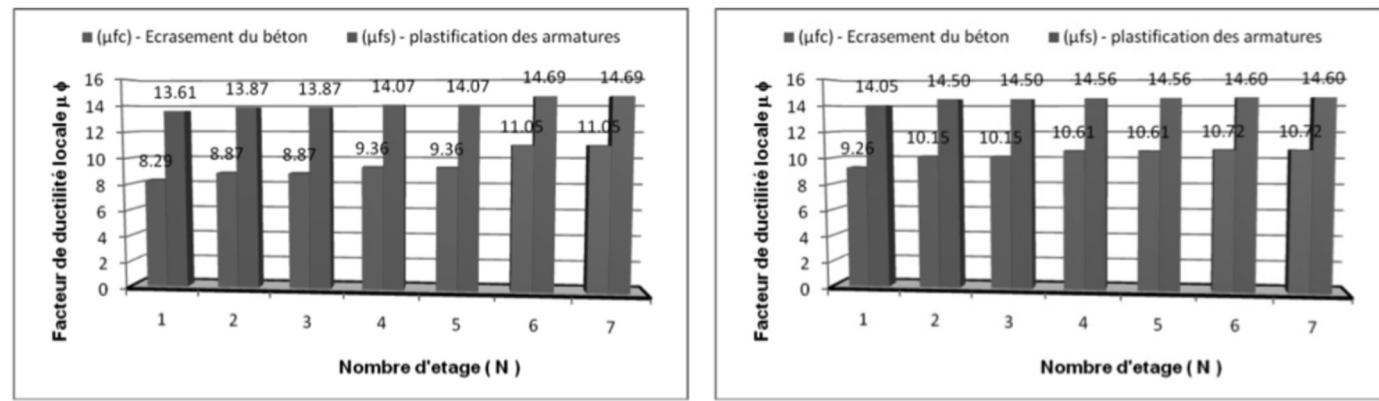
Les valeurs des facteurs de la ductilité globale et locale déterminées dans le paragraphe 5, n'indiquent aucun degré de ductilité où de fragilité de ces trois structures. Dans la suite, on essaye d'exprimer le lien entre les facteurs de ductilité locale et globale déterminés, et de mettre en évidence le critère de ductilité locale exigé par l'Eurocode 8 ($\mu_{\phi c, \text{réel}} \geq \mu_{\phi c, \text{min}}$), qui a été présenté dans le paragraphe §3.

Les Figures 8, 9 et 10 montrent clairement que toutes les courbes représentant la ductilité locale ($\mu_{\phi c, \text{réel}}$), pour chaque structure, sont situées à l'intérieur du fuseau constitué par les courbes du facteur de ductilité en cour-



a- sens x

Figure 6. Facteurs de ductilité locales des éléments de la structure (NB5)



a- sens x

Figure 7. Facteurs de ductilité locales des éléments de la structure (NB7)

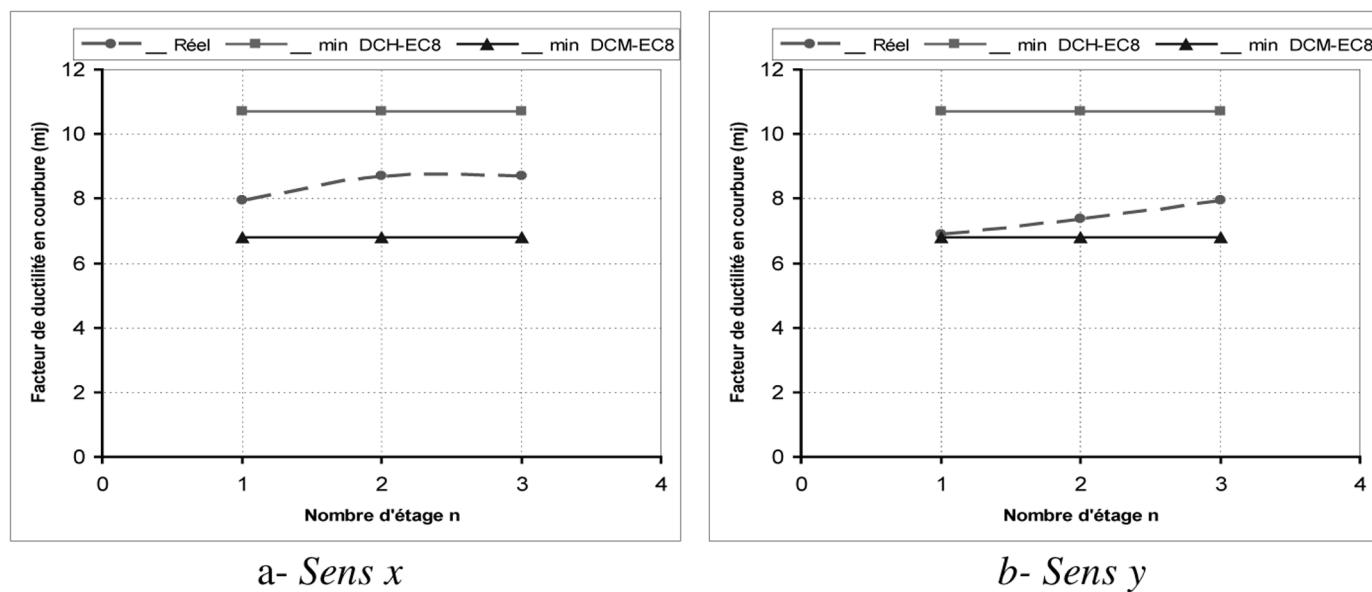


Figure 8. Variation de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (NB3)

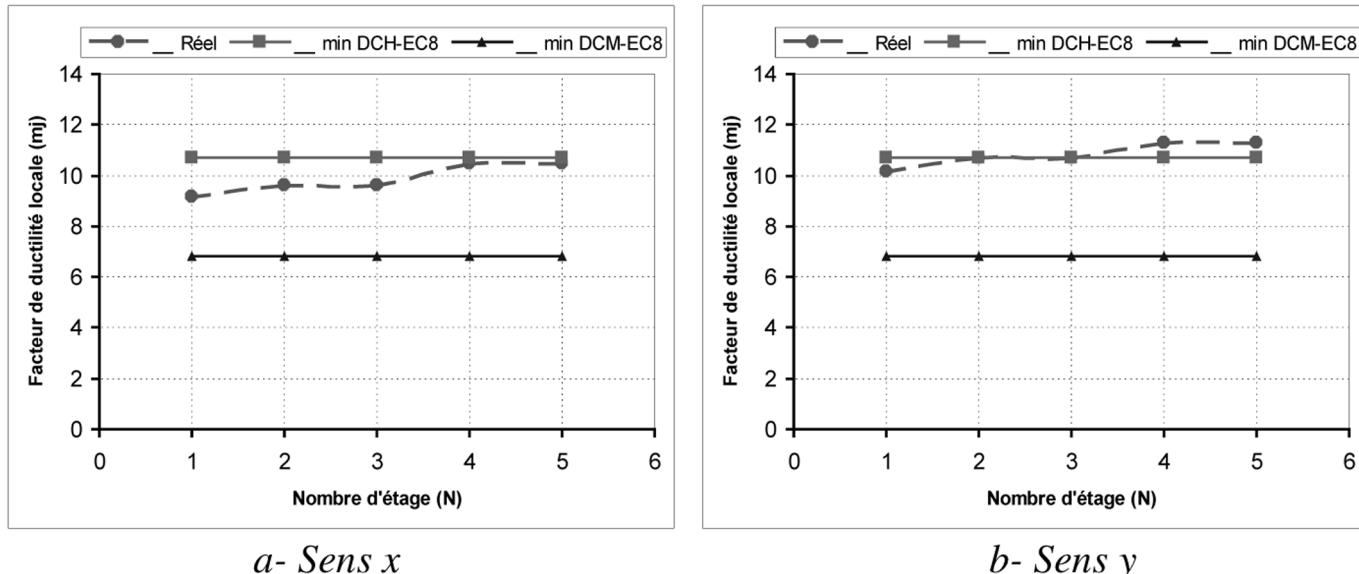


Figure 9. Variation de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (NB5)

bure minimale, pour les deux classes de ductilités moyenne ($\mu_{\phi\min} - DCM$) et élevée ($\mu_{\phi\min} - DCH$) de l'Eurocode 8.

Par conséquent, d'après ces résultats on peut déduire que les facteurs de ductilité locale de ces trois structures dimensionnées par le RPA99/v2003 ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne. Néanmoins, pour atteindre une haute classe de ductilité, il est nécessaire d'accompagner le dimensionnement réalisé avec des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques.

7. CONCLUSION

Cette étude nous a permis de mettre en évidence le critère de la ductilité locale des structures en béton armé dimensionnées par les codes algériens en vigueurs.

L'évaluation du facteur de ductilité globale par la méthode statique non linéaire (Push Over) montre que le facteur de ductilité globale de ces structures est toujours supérieur à ce du facteur de comportement recommandé par RPA99/v2003 et l'Eurocode 8.

L'évaluation des facteurs de ductilités en courbures disponibles, montre que ceux obtenus par plastification des armatures sont strictement supérieurs à ceux obtenus par écrasement du béton. Ces derniers varient entre 7 à 11 dans les structures étudiées, et sont considérés dans l'analyse du critère de la ductilité locale.

L'analyse du critère de la ductilité locale montre que tous les éléments traités sont moyennement ductiles. Par ailleurs, pour atteindre des niveaux de ductilités très élevées et de préserver une ductilité locale très adéquate ce type des structures exige une amélioration constructive assez particulière dans les zones critiques durant la

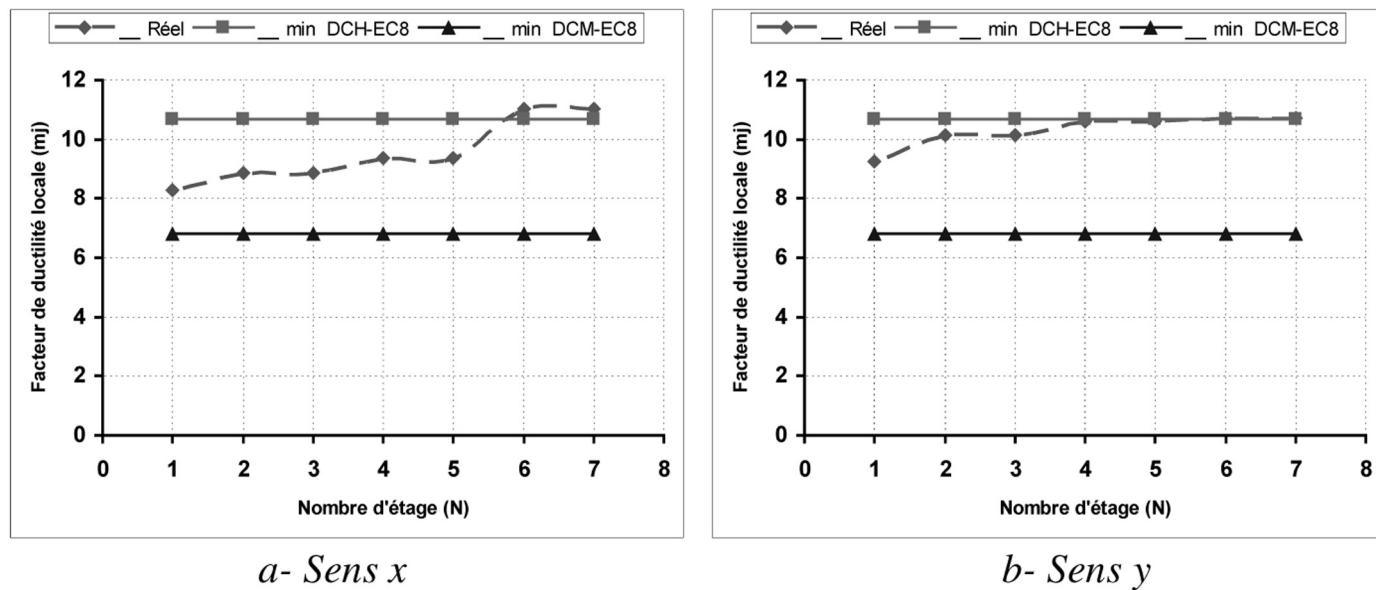


Figure 10. Variation de la ductilité locale dans chaque étage du bâtiment (NB7)

conception. Dans ce contexte, on exhorte aux concepteurs des règles parasismiques algériennes d'exiger la vérification du critère de la ductilité locale d'une manière explicite durant le ferraillage des éléments structuraux.

8. BIBLIOGRAPHIE

- Boumekik A., Analyse Pushover des Structures en Béton Armé -Théorie de l'endommagement, Rapport annuel du projet de recherche, Université de Batna, 2006
 CBA-93, *Code du béton algérien 1993*, DTR-BC -CGS, Alger, 1994.
 Davidovici V., Rapport préliminaire du séisme de Boumerdes – 21 mai 2003, 92p.
 Eurocode 2 EN 1992-1-1, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, 2004.

Eurocode 8 prEN 1998-1, *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Brussels, 2003.

Fuentes A., *Comportement post-élastique des structures en béton armé*, Paris, Eyrolles, 1988.

Kassoul A., Ezziane K., Kadri A., « Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres », Revue française de génie civil, vol. 8, n° 7, 2004, p. 769-791.

Park R., « Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing », Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 22, n° 3, 1989, p. 155-165.

Park R., Ruitong D., « Ductility of doubly reinforced concrete beam sections », ACI-Structural Journal, vol. 92, 1988, p. 217-225.

RPA-99/v2003, *Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003*, DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.



innovation dans le génie civil au service de la construction

USINE SEINE AVAL DERU - RÉALISATION DES COQUES EN BSI

Gilles DELPLACE, Ziad HAJAR, Alain SIMON

EIFFAGE TP - Direction Technique

1. INTRODUCTION

Le projet de mise aux normes de la station d'épuration Seine Aval DERU, réalisé dans le cadre d'un marché de conception-réalisation, et confié par le SIAAP au groupement (EIFFAGE TP – OTV – LWA – BG Ingénieurs Conseil), s'appuie principalement sur la technologie de biofiltration BIOSTYR® et sur le traitement BIOSEP®.

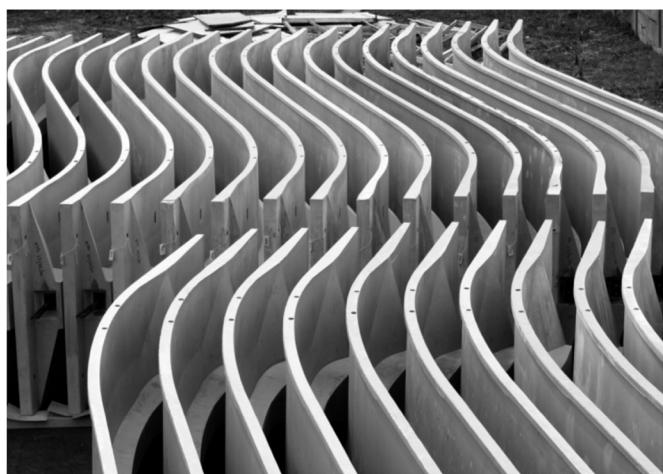


Figure 1 : Stockage des coques

La capacité de traitement de l'usine Seine Aval sera ainsi portée à 1700000 m³ d'eau par jour.

La couverture des bassins, d'une surface totale de 3500m², est réalisée par la mise en place de 180 coques préfabriquées précontraintes par post-tension en BSI®, le béton fibré à ultra hautes performances (BFUP) développé par EIFFAGE TP.

Le choix de ce matériau ultra performant a été retenu par l'architecte Luc WEITZMANN pour sa plastique minérale et son extrême résistance, qualités permettant de dégager



Figure 2 : Vue d'ensemble





une structure d'une grande finesse et à forte valeur esthétique, tout en offrant une très bonne résistance en milieu agressif, qualité notable puisque le ciel gazeux des BIOS-TYR® est chargé en H₂S.

Le présent article décrit la conception détaillée de cette structure aérienne en BFUP constituée de 160 coques courbes en forme de vagues, de 20 coques plates, de 80 cadres supports ainsi que des résilles habillant la façade.

2. PRÉSENTATION GÉNÉRALE

La couverture des bessins est constituée de 260 éléments préfabriqués, dont 160 coques courbes, 20 coques plates et 80 cadres supports pour les coques courbes. Ces éléments sont préfabriqués et précontraints par post-tension (à l'exception des cadres) en atelier, avant d'être envoyés puis posés sur le site de Seine Aval.

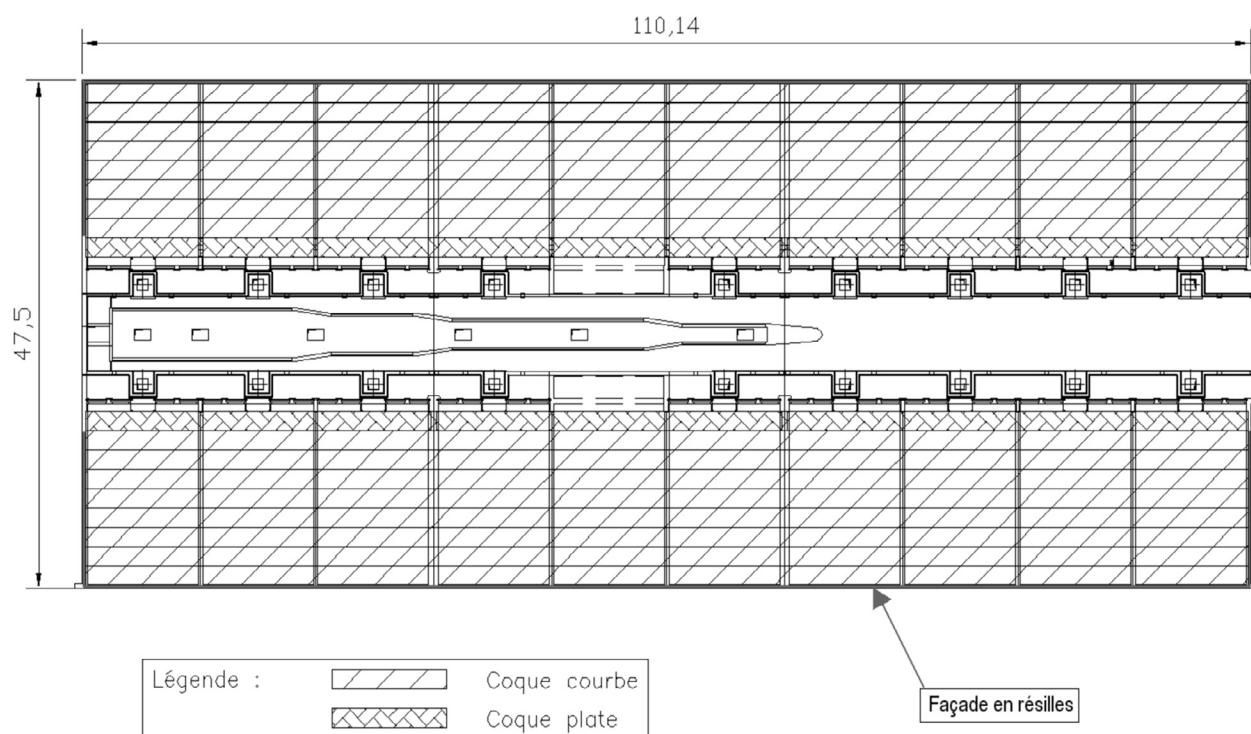


Figure 3 : Vue en plan de la couverture du bâtiment BYOSTYR®

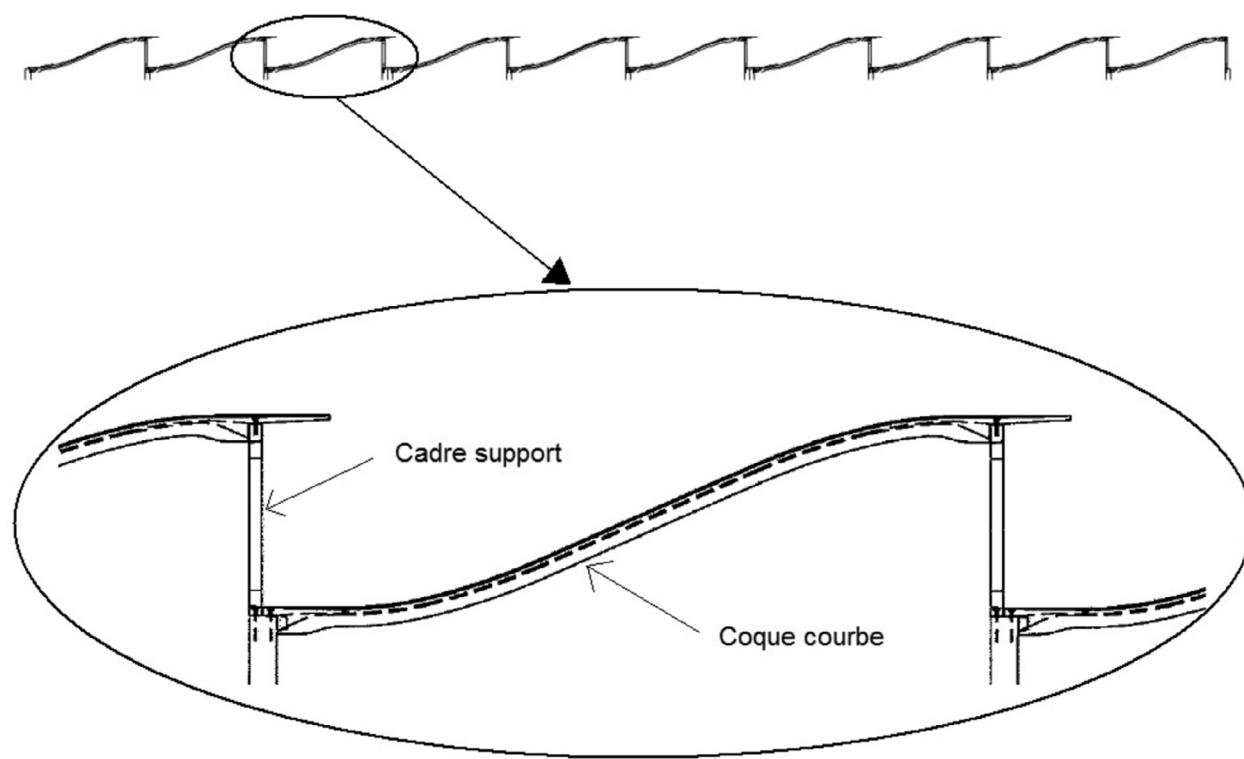


Figure 4 : Vue en élévation du bâtiment BYOSTYR



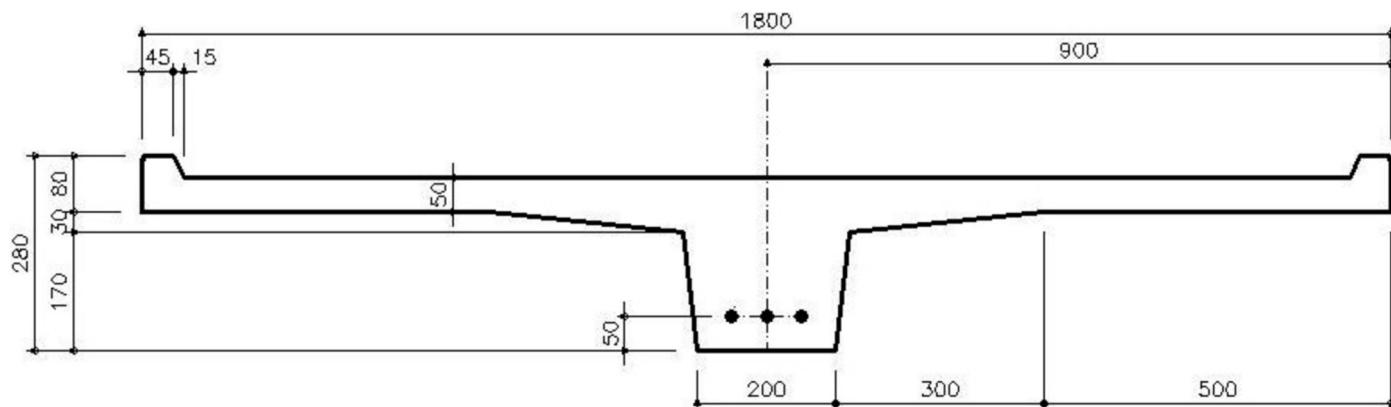


Figure 5 : Section transversale de la coque courbe

2.1. Les coques courbes

Les coques courbes présentent une dimension en plan de $11,83 \times 1,8 \text{ m}^2$ et leur profil longitudinal prend une forme de vague de 2,81m d'amplitude. Leur schéma statique est celui d'une poutre isostatique de 10,63 m de portée.

La section courante est constituée d'une dalle nervurée, avec un hourdis mince de 5 cm d'épaisseur, et une nervure centrale de 25 cm de hauteur totale, soit un élancement de 1/42, et une épaisseur équivalente de 81 mm soit $L/\text{ep} = 131$.

La grande finesse de la section est rendue possible grâce aux performances mécaniques du BFUP et notamment sa ductilité en traction qui permet de s'affranchir d'armatures passives.

La précontrainte est constituée d'un câble 3T15S en monotorons gainés graissés, dont le tracé suit la forme courbe de la coque. La mise en tension s'effectue à l'extrémité inférieure de la coque, l'ancre supérieur étant de type passif noyé dans le BSI®. La précontrainte est mise en œuvre en usine par le département de précontrainte d'EIFFAGE TP – DS1.

La morphologie complexe des zones d'about des coques courbes, intégrant les consoles d'appui, la zone d'introduction de la précontrainte, est le fruit d'une étude réalisée conjointement par EIFFAGE TP - STOA et l'architecte LWA. Le traitement particulier de cette zone vise à assurer un raccord esthétique entre le bloc d'ancre de la précontrainte et la section courante de la coque, tout en garantissant la diffusion des efforts concentrés et une transmission correcte des réactions d'appui.

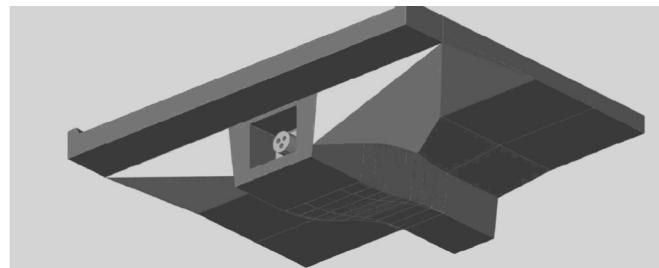


Figure 6 : Vue 3D de la zone d'about

2.2. Les coques plates

Les coques plates présentent les mêmes dimensions en plan que les coques courbes, avec un schéma statique de poutre bi-appuyée de 10,64 m de portée.

Les coques plates doivent supporter des charges d'exploitation (circulation et engins d'entretien) sensiblement plus élevées que les coques courbes. Leur section transversale est une dalle bi-nervurée de 37 cm de hauteur, tout en conservant un hourdis de 5 cm.

Cette forme de section courante permet de conserver une grande légèreté de la structure, avec une épaisseur équivalente de la section de 11,9 cm.

Chacune des deux nervures est précontrainte à l'aide d'un câble 3T15S en monotorons gainés graissés

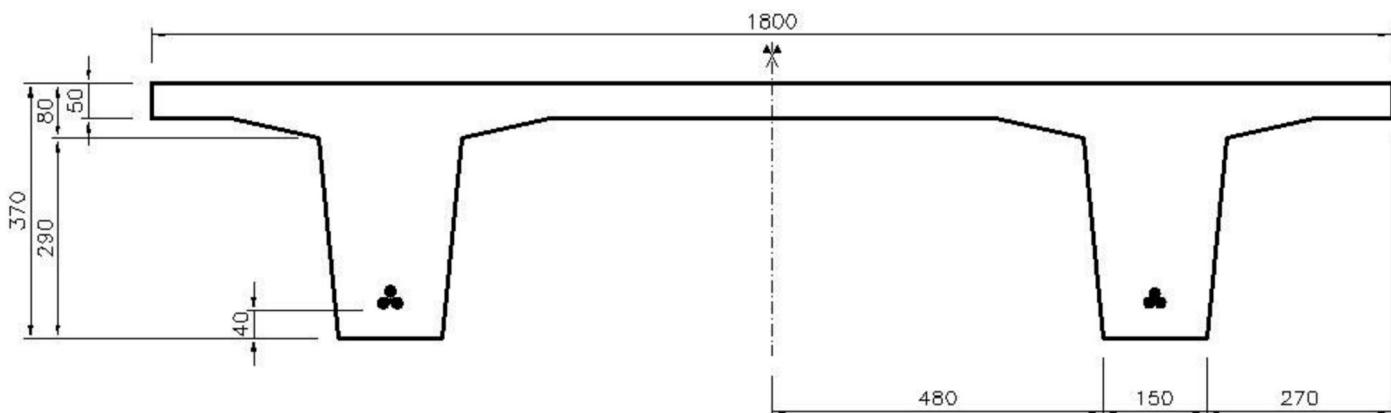


Figure 7 : Section courante



2.3. Les cadres supports

Les coques courbes sont appuyées en leur extrémité supérieure sur des cadres supports en BSI®. Il s'agit ici encore d'éléments préfabriqués, mais dans ce cas sans aucune armature active ni passive. Les montants verticaux de ces cadres présentent une section transversale de 12x18cm² pour une hauteur libre de 2,8m.

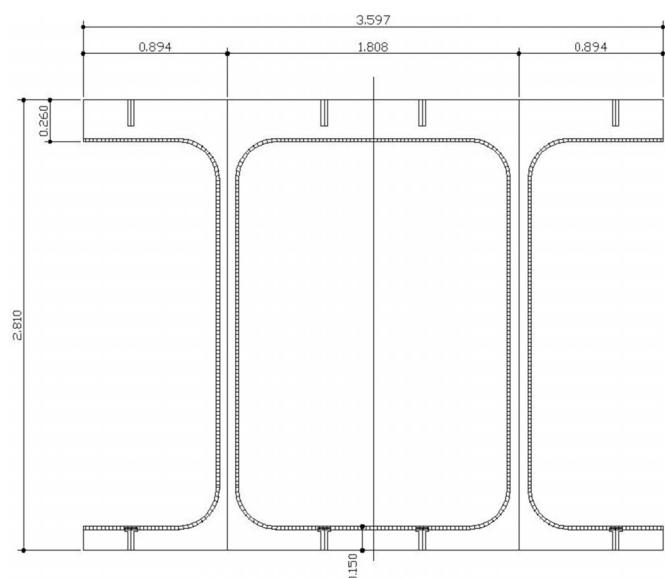


Figure 8 : Elévation des cadres

2.4. La façade en résille

La façade du bâtiment des BIOSTYR® est constituée par une résille en BSI® blanc. Les montants verticaux qui forment la résille sont solidarisés à leurs extrémités par deux poutres. La poutre inférieure est appuyée directement sur le voile périphérique des bassins, tandis que la poutre de couronnement est maintenue par les cadres supports des coques courbes, formant ainsi une poutre de 10,63m de portée destinée à reprendre les actions horizontales agissant sur les montants.

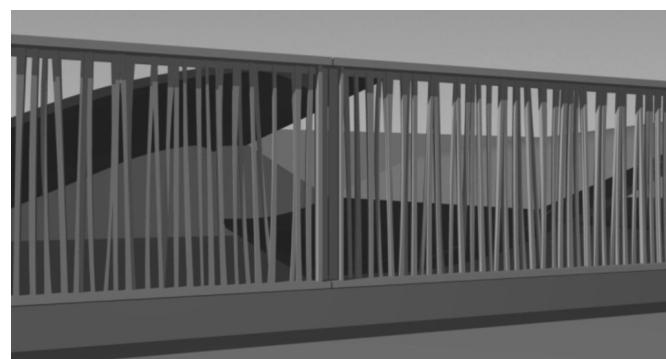


Figure 9 : Vue architecturale des résilles

Pour simplifier leur préfabrication et leur transport, chaque cycle de résilles est fractionné en trois panneaux préfabriqués à partir d'un contre-moule unique. Les panneaux sont solidarisés entre eux au niveau de la poutre de couronnement par des assemblages métalliques destinés à assurer la transmission des moments de flexion induits par les actions horizontales.

3. LE MATERIAU BSI

Le BSI®, béton fibré à ultra hautes performances (BFUP), est un matériau développé et breveté par le groupe EIFFAGE. Parmi les références d'ouvrages réalisés avec ce matériau, on notera les deux ponts innovants de Bourg-lès-Valence, l'auvent de la barrière de péage du viaduc de Millau, et les ponts routiers de Pinel et de Sarcelles.

Les caractéristiques de la formule du BSI® retenue pour la réalisation de la couverture BIOTYRS® sont décrites dans le tableau en page suivante.

Le diagramme ci-contre illustre la loi de comportement du matériau BSI, qui permet la prise en compte d'une certaine résistance en traction. On notera que le comportement post-fissuration en traction dépend non plus des déformations mais de l'ouverture des fissures.

C'est pour ses caractéristiques mécaniques et physiques exceptionnelles que le BSI® a été choisi pour réaliser les

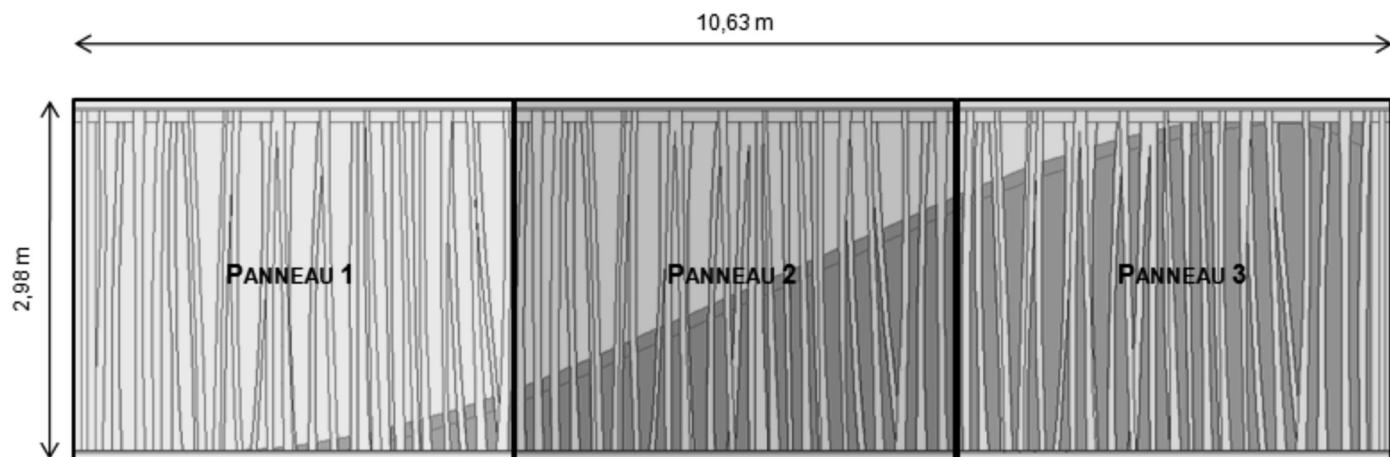
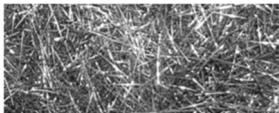


Figure 10 : Principe de décomposition de la résille en panneaux

Constituants du BSI® pour 1m³

Prémix (*) :	2296 kg
Super-plastifiant	39,6 kg
Eau	185 kg
Fibres métalliques (L _f =20mm ; φ = 0,3mm)	195 kg

Les fibres métalliques sont droites et constituées d'acier à très haute limite d'élasticité



* Le prémix est un pré-mélange de tous les constituants secs (ciment, fumée de silice, sables et granulats).

Caractéristiques mécaniques du BSI®

Densité	ρ	2,75 t/m ³
Résistance caractéristique en compression à 28j	f_{c28}	165 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28j de la matrice	f_{t28}	8,8 MPa
Résistance caractéristique en traction à 28j du matériau fibré	σ_{bt-28}	8,04 MPa
Valeur moyennée du module d'Young à 28j	E_{i28}	57 GPa
Retrait endogène à l'infini	ϵ_{re-}	550 µm/m
Retrait de dessiccation à l'infini	ϵ_{rd-}	150 µm/m
Fluage propre et de dessiccation (chargement à t1=48h)	K_{fl}	1,00

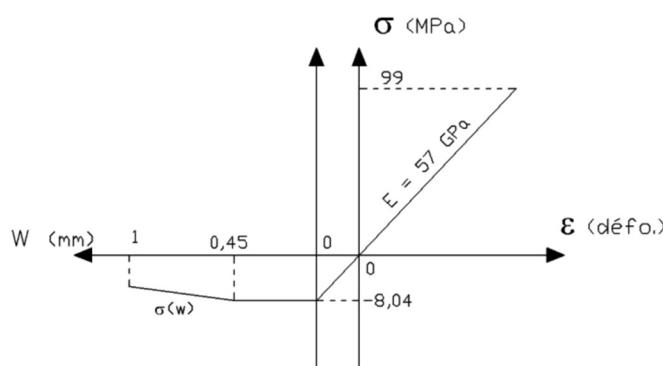


Figure 11 : Loi de comportement du BSI®

éléments préfabriqués, couverture et habillages décoratifs périphériques, des bassins BIOSTYR® :

- Sa résistance mécanique permet d'obtenir un élancement très important pour la structure de la couverture.
- La présence de fibres métalliques permet de s'affranchir de tout acier passif, tout en conservant une importante

ductilité. Il devient ainsi possible de réaliser des parois à rôle structurel extrêmement minces (5cm).

- Sa structure à pores fermés et sa résistance aux agents agressifs offre à ce matériau une grande pérennité, même dans des milieux agressifs et acides.
- La forte proportion de fines (fumée de silice notamment) offre une très bonne qualité de parement.

4. LES ÉPREUVES DE CONVENANCE

L'application des recommandations provisoires AFGC-SETRA relatives aux BFUP, engendre un certain nombre d'essais préliminaires visant à vérifier que les matériaux et matériaux utilisés sont conformes aux hypothèses de l'étude. Dans ce cadre, un élément témoin représentatif de l'ouvrage réel a été réalisé dans le but de valider les moyens et méthodes de bétonnage, et de mesurer le coefficient K relatif, à la dispersion sur l'orientation de fibres.



Figure 12 : Prototype après prélèvement des prismes

Dans le cas des coques courbes, les prismes prélevés dans l'élément témoin, ont permis de vérifier le comportement du matériau dans deux zones caractéristiques de la structure, dont on présente ci-dessous le principe de prélèvement des prismes.

Les valeurs obtenues pour le coefficient K à l'issue des essais de traction par flexion sont données ci-dessous :

	Section courante	Consoles d'appui
Effets globaux	$K = 1,20$	$K = 1,35$
Effets locaux	$K = 1,65$	$K = 1,55$



Section courante

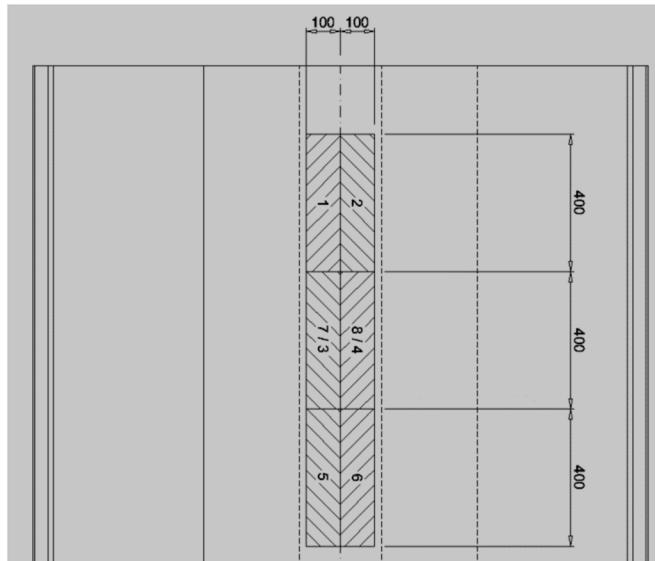
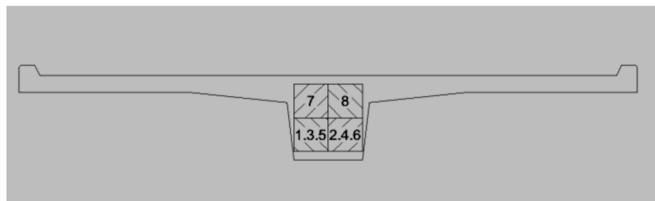


Figure 13 : Prismes d'épreuve en zone courante

Consoles d'appuis

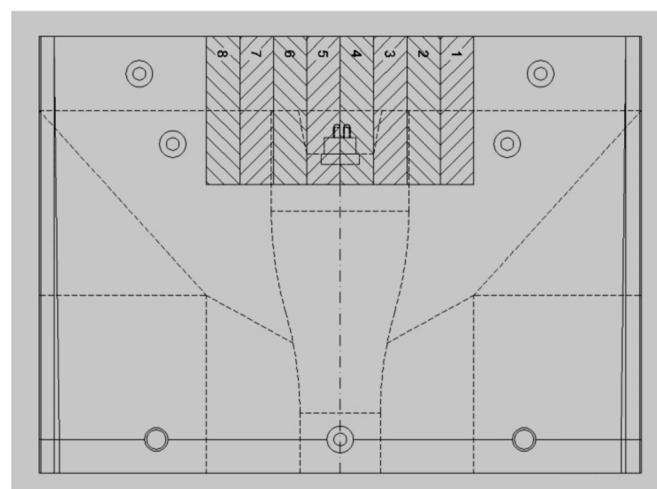
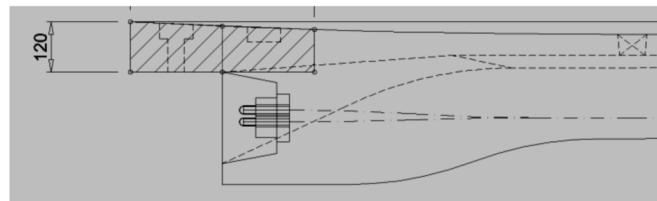


Figure 14 : Prismes d'épreuve sur la console d'appui

5. LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Les justifications des éléments en BSI® sont basées sur les recommandations provisoires AFGC-SETRA relatives aux BFUP.

Dans le cas des coques, la structure étant précontrainte exclusivement dans le sens longitudinal, les principes de justification diffèrent selon que l'on s'intéresse au fonctionnement transversal ou bien longitudinal de la structure. Dans le sens longitudinal, les justifications sont menées en référence à la classe II du BPEL. Les contraintes normales à l'ELS sont limitées à la résistance en traction de la matrice (Tableau 1).

Les sollicitations résistantes ultimes sont calculées en considérant la loi caractéristique de comportement du matériau fissuré affectée du coefficient partiel de sécurité $\gamma_{bf} = 1,3$.

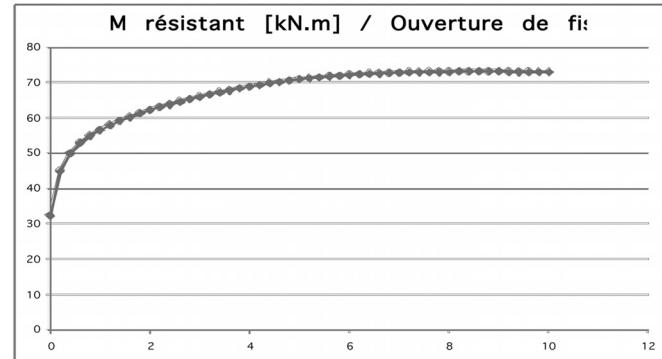


Figure 15 : Moment résistant de la section courante

Dans le sens transversal, les efforts étant repris entièrement par le béton fibré, il est fait référence à la classe IV des recommandations BFUP, qui permet la prise en compte du

Phases provisoires	_ Compression	σ_{\max} [Mpa] =	32,17	< 81
	_ Traction	σ_{\min} [Mpa] =	-4,98	> -7 Face supérieure
ELS Rare	_ Compression	σ_{\max} [Mpa] =	25,61	< 99
	_ Traction	σ_{\min} [Mpa] =	-6,19	> -8,8 Face inférieure

Tableau 1 : Coques courbes - contraintes normales aux ELS



comportement en traction du matériau, même en l'absence d'armatures passives ou actives.

Dans les zones d'about, les coques courbes ont la particularité de ne pas être directement appuyées sur leur nervure. Elles se terminent en chacune de leurs extrémités par une console non précontrainte, correspondant à un simple épaissement du hourdis de 50 à 94 mm.

Cette disposition, particulière de par l'absence totale de tout ferraillage dans une zone critique, s'est révélée nécessaire en raison de la faible émergence des bassins et de la difficulté de réaliser un crénelage des voiles supports en béton armé. Elle est rendue possible par la prise en compte de la contribution mécanique des fibres métalliques du BSI®. La justification de la console intègre une modélisation aux éléments finis de la zone d'about. Cette disposition a en outre été validée à l'aide des essais en laboratoire sur des échantillons prélevés dans un prototype de la coque, dans le cadre des épreuves de convenance.

L'absence de fretage dans les zones d'introduction de la précontrainte réalisé a été validée expérimentalement par un essai sur bloc d'ancrage en BSI® réalisé en laboratoire. Cet essai a montré un coefficient de sécurité de l'ordre de 3 sur la rupture du bloc d'ancrage.

6. PRÉFABRICATION DES ÉLÉMENTS EN BSI®

6.1. Les coques courbes

Le comportement auto-plaçant du BSI®, associé à la forme de la coque ainsi qu'au souhait de l'architecte d'obtenir une finition de qualité sur les deux faces du hourdis, excluaient la solution du coulage à plat. C'est pour cette raison que l'élément est bétonné verticalement, sur tranche.

Vu le nombre important de réemplois du moule et la précision de géométrie requise, un moule métallique a été réalisé (Figure 16).

Le bétonnage est réalisé sans vibration ni étuvage. Le démoulage s'effectue dès que la résistance sur cylindre atteint 35 MPa. Cette résistance est obtenue après 22h pour un bétonnage par temps froid. Par température supérieure ou égale à 20°C la résistance atteint 60 MPa dès 20h, ce qui permet un cycle de bétonnage quotidien.



Figure 16 : Coffrage métallique des coques courbes

La résistance du BSI® au démoulage est suffisante pour assurer la manutention de la coque jusqu'à son lieu de stockage. La précontrainte est appliquée sur le site de production, dans la configuration verticale de la coque. La résistance en compression requise pour la mise en tension est de 130 MPa.



Figure 17 : Manutention après décoffrage

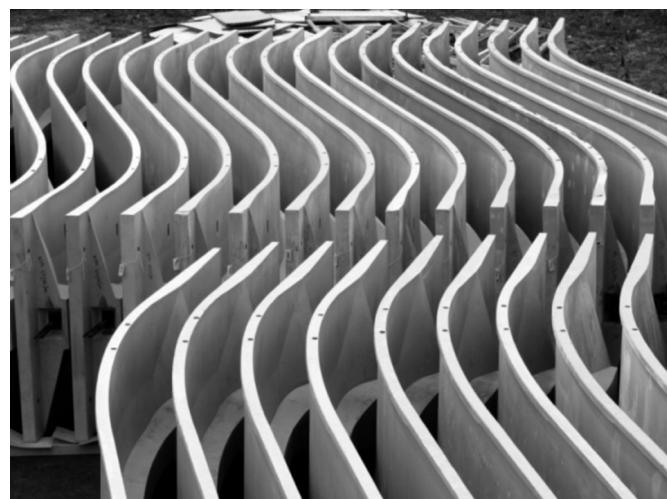


Figure 18 : Stockage avant mise en tension

6.2. Les coques plates

Les coques plates sont coulées à plat, mais à l'envers, compte tenu de la face circulée qui est matricée, puis retournées au moyen d'un basculeur. Le décoffrage et le retournement sont effectués dès lors que la résistance en compression atteint la valeur de 50 MPa.

En phase de stockage, les appuis sont disposés à L/6 des extrémités de la coque. Avant la mise en tension, deux appuis complémentaires sont calés sous les extrémités de la coque. Sous la déformée due à l'application de la précontrainte, les appuis provisoires de stockage sont déchargés au profit des appuis d'extrémités. La mise en tension peut être réalisée dès que la résistance en compression atteint la valeur de 135 MPa.





Figure 19 : Coque plate

6.3. Les résilles

Les différents panneaux de résille constituant la façade du bâtiment BIOSTYR® sont réalisés à partir d'un contre moule unique, sur lequel deux moules en polyuréthane ont été modelés. La réalisation des différents panneaux de résilles est rendue possible en positionnant des arrêts de bétonnage à des cotes prédéterminées dans les moules en polyuréthane.

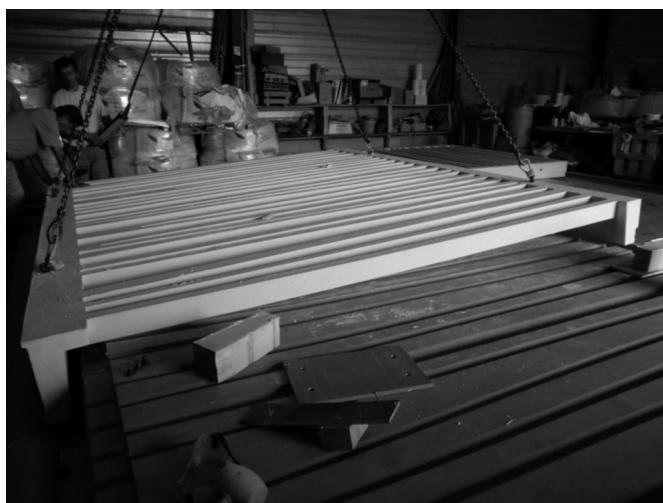


Figure 20 : Décoffrage d'une résille

Le décoffrage peut être réalisé dès que la résistance en compression du BSI® atteint la valeur de 75 MPa.

7. POSE DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Les coques courbes sont transférées sur chantier par camion, où elles sont retournées en position horizontale grâce à un basculeur, avant d'être posées à la grue, équipée d'un palonnier.



Figure 21 : Phases provisoires des coques courbes sur chantier

Les coques plates sont transportées à plat dans le sens de pose. Les cadres supports et les résilles sont transportés à plat puis redressés sur chantier au moyen d'une sangle de levage fixée autour de leur poutre supérieure.

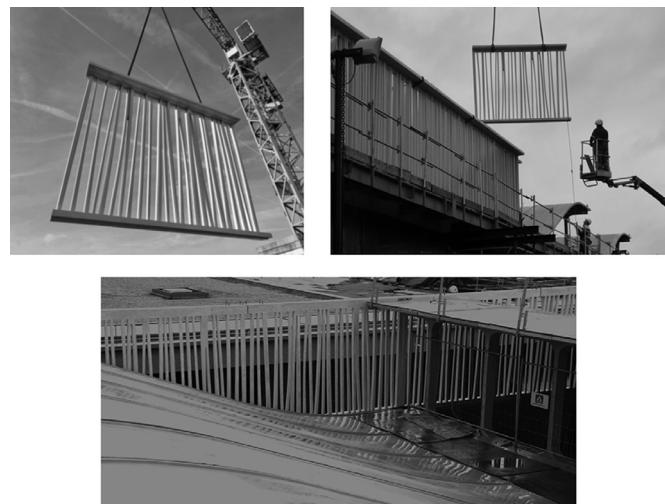


Figure 22 : Phases provisoires des résilles sur chantier

8. CONCLUSION

Après plusieurs réalisations marquantes, les BFUP conquièrent peu à peu de nouveaux territoires en permettant aux architectes d'imaginer de nouvelles formes de structures.

La réalisation de la couverture des bassins BIOSTYR®, à l'aide de coques en BSI constitue une référence intéressante, démontrant que le BFUP offre des nouvelles solutions, alliant légèreté, esthétique et durabilité.



Figure 23 : Couverture des cuves BIOSTYRS® en coques BSI®



annonces de colloques

STEEL BRIDGES 2012

Steel Bridges 2012

3 jours de rencontres, conférences et débats

18, 19 et 20 avril 2012

Ne ratez pas cette manifestation internationale au cœur de la capitale parisienne et autour des meilleurs spécialistes européens des ponts métalliques.

Clôture des inscriptions au symposium :
30 mars 2012

A proximité du lieu des conférences, deux hôtels 3 étoiles vous sont proposés à deux pas de la tour Eiffel...

Clôture des réservations hôtelières :
1^{er} mars 2012

Un diner de gala exceptionnel

Un diner croisière prestigieux sur un bateau vous emportera vers les ponts historiques de Paris.





STEEL BRIDGES 2012

Programme

Inscription et commande

Partenaires

Contact

Inscrivez-vous en ligne dès maintenant

Programme

**Des ponts 'verts' le Futur :
conception et bonnes pratiques acier**

18 avril 2012

19 avril 2012

20 avril 2012

9h45 > Café d'accueil

9h00 > Session 4

Conception et calcul

■ ■ ■ Gerhard Hanswille - UNIVERSITY WUPPERTAL

1. ■ ■ ■ Viktor Schmitt - SSF INGENIERIE
Ponts mixtes de petites portées
2. ■ ■ ■ Laurence Davaine - INGEROP
Logiciels de calculs
3. ■ ■ ■ Hans Petrusson - RAMBOLL
Ponts sans joints

9h00 > Session 8

Entretien et réhabilitation

■ ■ ■ Bruno Godart - IFSTTAR

1. ■ ■ ■ Jean-Hughes Autissier - BAUDIN-CHATEAUNEUF
Les ponts suspendus
2. ■ ■ ■ Bernard Plu - SNCF
Entretien du viaduc de Garabit
3. ■ ■ ■ Daniel Bitar - CTICM
Calcul et diagnostic des ouvrages anciens

10h50 > Ouverture

10h30 > Pause

10h30 > Pause

11h00 > Session 1

Points de vue : Clients et Architectes

■ ■ ■ Bertrand Lemoine - ARCHITECTE

1. ■ ■ ■ Olivier Schoen - RFF
2. ■ ■ ■ Frédéric Menuel - EGIS
3. ■ ■ ■ Pierre Million - SOBERCO

11h00 > Session 5

L'acier matériau d'avenir

■ ■ ■ Falko Schroeter - DILLINGER HUTTE

1. ■ ■ ■ Peter Collin - RAMBOLL
Les aciers spéciaux
2. ■ ■ ■ Richard Stroetmann - UNIVERSITY DRESDEN
L'acier vecteur de développement durable
3. ■ ■ ■ Omer Bucka - UNIVERSITY MUNCHEN
S690 - Utilisation des aciers THLE

11h00 > Session 9

25 ans de lignes à grande vitesse

■ ■ ■ Patrice Schmitt - SNCF

1. ■ ■ ■ Francisco Millanes Mato - IDEAM
Ponts TGV en Espagne
2. ■ ■ ■ Raphaël Schaeffer - EIFFAGE CM - Guillaume Garnier - SNCF
Le viaduc de la Savoureuse
3. ■ ■ ■ Alberto Vintani - BCV
Ponts TGV en Italie

12h30 > Déjeuner

12h30 > Déjeuner

12h30 > Déjeuner

14h15 > Session 2

Cycle de vie et coût global

■ ■ ■ Helena Gervasio - UNIVERSITY OF COIMBRA

1. ■ ■ ■ Yannick Tardivel - SETRA
Evaluation du coût global
2. ■ ■ ■ François Legay - FPG
Les peintures de l'avenir
3. ■ ■ ■ Chris Dolling - BCSA / TATA STEEL
Ouvrages en acier autopatinable

14h15 > Session 6

Ouvrages remarquables

■ ■ ■ Robert Dubois - BAUDIN-CHATEAUNEUF

1. ■ ■ ■ Wim Hoeckman - BUYCK
2. ■ ■ ■ Léo Colussi - CMLAI
3. ■ ■ ■ Jiri Strasky - STRASKY, HUSTY AND PARTNERS

14h15 > Session 10

Les ponts du futur

■ ■ ■ Ulrike Kuhlman - UNIVERSITY STUTTGART

1. ■ ■ ■ Jean-Bernard Datry - SETEC
2. ■ ■ ■ Julio Martinez Calzon - CM2
3. ■ ■ ■ Paul Sanders - FLEET AND NEILS

15h45 > Pause

15h45 > Pause

15h45 > Conclusion

16h15 > Session 3

Conception durable

■ ■ ■ Gerhard Sedlacek - UNIVERSITY AACHEN

1. ■ ■ ■ Stéphane Pauvert - BAUDIN-CHATEAUNEUF
Eurocodes, premières expériences
2. ■ ■ ■ Alain Nussbaumer - EPFL
Fatigue
3. ■ ■ ■ Vincent de Ville de Goyet - GREISH
Dans le détail de la conception

16h15 > Session 7

Entretien et développement durable

■ ■ ■ Jean-Jacques Reber - CFF

1. ■ ■ ■ Uwe Heiland - EIFFAGE CM
Kenedy bridge
2. ■ ■ ■ Pavel Ryjacek - VPUDICO PRAHA
Loket Bridge
3. ■ ■ ■ Han Leendertz
Dalles orthotropes

18h00 > Cérémonie "Bridges Design Awards"

20h00 > Cocktail de bienvenue

20h00 > Diner de gala

Invitation from the AFGC President

The French Association of Civil Engineering (AFGC), the International Federation of concrete (**fib**), the RILEM and the AUGC are pleased to invite you to the International conference on "Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures" in Aix-en-Provence from, the 29th of May to the 1st of June 2012.

The French Association of Civil Engineering (AFGC) includes all actors in the field of civil engineering, whether they are owners, designers, developers or researchers. The association links the world of materials to the world of structures, the world of education and research to the world of design and construction.

Through close contacts with the IABSE (International Association for Bridges and Structural Engineering), RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures), fib (International Federation for Structural Concrete) and the ACI (American Concrete Institute), the AFGC provides invaluable links between French civil-engineering research and practice and the international scientific community. The Association is a network through which French engineers and researchers working abroad can keep up with French know how.

The International Conference SSCS'2012 will provide an opportunity for all actors, as designers or constructors, to promote their work and share about the use of computer modeling and present their contribution with respect to sustainable development issues.

On behalf of the four associations and the organising committee, we are looking forward to seeing you in Aix and participating in the dynamic field of Civil Engineering.

Jean-Marc Tanis
President of the AFGC

2



International Conference

Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures

Chairmen: Pierre Rossi and Jean-Louis Taitan
(IFSTTAR, former LCPC)

www.sscs2012.com

FINAL INVITATION

May 29 - June 1, 2012
Aix-en-Provence, France



Invitation from the Organisers

Cement is the main constituent of the most widely used building material and will continue to be largely used in the years to come. Its production generates CO₂ emissions.

It is, thus, of primary importance to optimize the use of this cement in the concrete structures, while checking that these structures have lifespan compatible with the stakes of the **sustainable development**. To take up this challenge, it is essential to use **adapted tools of quantification** making it possible to justify, in a rigorous and reliable way, the strategic and technical choices adopted.

The **numerical methods** (finite elements, finite volumes, finite differences...) constitute a relevant response to this challenge. They potentially allow, due to a best taken into account of the rheological, physico-chemical, and mechanical concrete properties, and of thermo-hydro-mechanics and environmental boundary conditions on the structures, to optimize these structures (optimization with respect to time, money, safety, energy, CO₂ emissions, and, more generally, life cycle), in a way more reliable than the codes and analytical approaches currently used.

The control of the concretes placing in the formworks, their durability, their cracking, their shrinkages, and their creeps, with respect to the sustainable development (evaluation of CO₂ emissions, for example) constitute, therefore, the principal topics of this international conference.

The objective is to join together researchers, engineers, architects, urbanists, industrialists and owners, to exchange and reflect on the use of these numerical tools and their contribution with respect to the current stakes of sustainable development.

Pierre Rossi and Jean-Louis Tailhan
Chairmen of the Conference



Presentation of the Partners



Established in 1981, the AUGC aims developing and promoting the academic teaching (initial formation, continuing formation, PhD studies) and researches in the civil engineering field, in the universities and high schools depending on the French Education Ministry.

The association initiates links with other French associations which act in developing civil engineering and its specialities. It supports the international conference, identifies job opportunities and encourages contacts between its members. Every year, the AUGC organizes the academic symposium of civil engineering which includes several events: - A scientific meeting which themes are open-ended allowing the researchers community to present their works.

- The "René HOUBERT" young researchers' price which offers to PhD students the possibility to expose their works to all the researchers and professional communities of civil engineering. By the way, it contributes in the diffusion of a part of their laboratory activities. This price is organized in connection with the Doctoral Network of Civil Engineering

Several workshops relating to civil engineering training.

These three events traduce the AUGC objectives: to collectively contribute to the continuing education of university teachers to increase the quality of our students' training, to participate to the PhD students training, and to the dissemination of our research results. The AUGC organizes also scientific events in collaboration with other associations or groups. These events cover amore precise topics than that on which focuses the annual general meeting. The AUGC represents the academic community at the different partners of civil engineering field.

The International Federation for Structural Concrete (fib - fédération internationale du béton) is a non-profit organisation created in 1998 from the merger of the Euro-International Concrete Committee (CEB - Comité Euro-International du Béton) and the International Federation for Prestressing (FIP - Fédération Internationale de la Précontrainte). The parent organisations CEB and FIP existed independently since 1952. The objectives of fib as given in the statutes are to develop at an international level the study of scientific and practical matters capable of advancing the technical, economic, aesthetic and environmental performance of concrete construction. These objectives shall be achieved by the stimulation of research, the synthesis of findings from research and practice, the dissemination of the results by way of publications, guidance documents and the organisation of international congresses and symposia, the production of recommendations for the design and construction of concrete structures, the information of members on the latest developments. The objectives shall be pursued in conjunction with the existing international technical associations and national standardisation organisations.



RILEM, The International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures, is a non profit-making, non-governmental scientific association founded in France in 1947, whose vocation is to contribute to progress in the construction sciences, techniques and industries. RILEM members include the leading building research and testing laboratories around the world with interests in industrial research, manufacturing and contracting, as well as a significant number of individual members from universities and industry. RILEM's focus is on construction materials and their use in building and civil engineering structures, covering all phases of the building process from manufacture to use and recycling of materials. RILEM meets these objectives through the work of its technical committees. Symposia, workshops and seminars are organised to facilitate the exchange of information and dissemination of knowledge. RILEM publishes the journal *Materials and Structures*, the flagship of the association, which a unique international and interdisciplinary forum for new research findings on the performance of construction materials. The journal is dedicated to the publication of high quality reviewed papers examining the fundamental properties of building materials, their characterization and processing techniques, modeling, standardization of test methods, and the application of research results in building and civil engineering. Many other publications, in the form of reports and proceedings, are produced and published on the

Scientific Committee

Chairman: P. Rossi (IFSTTAR) - FRANCE

Members:

F. Barré, P. Bisch, B. Capra, X. Cespèdes, S. Dal Pont, S. Erlicher, J. Mazars, A. Millard, A. Seller,

J.L. Tailhan - FRANCE

M. Di Prisco, M. Fremond, B. Schrefler - ITALY

D. Gawin - POLAND

I. Carol, J. Planas - SPAIN

R. de Borst, J. Rots, E. Schlangen - THE NETHERLANDS

J. Barros - PORTUGAL

J. Orboit - GERMANY

H. Stang - DENMARK

J.E. Bolander, V. Saouma, F. Ulm - USA

P. Léger, B. Massicotte, M. Veilleux - CANADA

E. Fairbairn, F. Ribeiro - BRAZIL

K. Maekawa, N. Nakamura - JAPAN

Scientific Committee Secretariat : jean-louis.tailhan@ifsttar.fr or pierre.rossi@ifsttar.fr

Organising Committee

Chairman: S. Dal Pont (IFSTTAR) - FRANCE

Members:

N. Berrahou - AFGC

P. Duconnet - RILEM

F. Gattingt - AUGC

P. Guiraud - CIMBETON

J. Jacob - AFGC

M. Moussard - ARCADIS

Organising Committee Secretariat : afgc@enpc.fr

5

Venue

Congress Center
14 boulevard Carnot
13100 Aix-en-Provence - France

Welcome to Aix-en-Provence

Historical Capital of Provence, Aix-en-Provence symbolizes the Provençal lifestyle and enjoys an advantageous geographical location in the heart of south-eastern France with easy access by air, rail and highway.

Town of water, town of art... Aix was built and has developed around this dual identity. But the town also knows how to blend different eras and culture.

Open to the world, it is a city of human dimension where the preserved heritage and the city of tomorrow blend perfectly. Here, all is colour and sensation: the light of the sky, the golden stone of the facades, the transparent green of the fountains, the shade of the plane trees at the famous "Cours Mirabeau" ... The city of King René has retained a human dimension where everything is within walking distance from downtown.

The youth of its student population, its wealth of business and the beauty of its historic pedestrian center, offers a framework and relaxation very appreciated by delegates. The hotels and restaurants in the old Aix are close to the conference center located in the heart of the city.

As it has inspired great artists in the image of Paul Cézanne, Aix-en-Provence will inspire your conference.



6

Conference Topics

- I. Theoretical and Numerical Models
 - I.1. Flowing and Casting
 - I.2. Early age behaviours
 - I.3. Drying, Shrinkages and Creeps
 - I.4. Cracking behaviours (static, fatigue, dynamic)
 - I.5. Chemical aging (chemical reactions and transfers)
 - I.6. Coupling Problems

- II. Structural applications and Sustainability
 - II.1. Bridges
 - II.2. Buildings
 - II.3. Nuclear structures and storages
 - II.4. Tunnels
 - II.5. Roads and Railways
 - II.6. Others applications

Welcome Reception in Town Hall

On the first day of the Conference, (May 29th), all participants will visit Aix-en-Provence from 6:00 pm to 7:30 pm. After this guided tour, a reception in the Gardens of « Pavillon Vendôme » will take place with presence of the Mayor.



Program

Tuesday 29/05	Wednesday 30/05	Thursday 31/05	Friday 01/06	Opening Session 8:30 am to 9:00 am	Invited Paper 9:00 am to 9:30 am	Invited Paper 9:30 am to 9:30 am	Conference 09:30 am to 10:30 am	Coffee break 10:30 am to 11:00 am	Conference 10:30 am to 11:00 am	Lunch 11:00 am to 12:30 am	Conference 11:00 am to 12:30 am	Lunch 12:30 am to 2:00 pm	Conference 12:30 am to 2:00 pm	Coffee break 2:00 pm to 3:30 pm	Conference 2:00 pm to 3:30 pm	Coffee break 3:30 pm to 4:00 pm	Conference 3:30 pm to 4:00 pm	Coffee break 4:00 pm to 5:00 pm	Conference 4:00 pm to 5:00 pm	Visit of Aix-en-Provence and Welcome Reception 6:00 pm to 9:30 pm	Banquet 7:00 pm to 11:00 pm
---------------	-----------------	----------------	--------------	------------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	---------------------------------	-----------------------------------	---------------------------------	----------------------------	---------------------------------	---------------------------	--------------------------------	---------------------------------	-------------------------------	---------------------------------	-------------------------------	---------------------------------	-------------------------------	---	-----------------------------

* Please note that the program may change until the publication of the final program and we invite you to check on the website

Technical Visit



On June 1st, 2012 (Friday) we invite you to discover « Les-Baux-de-Provence » with two visits.
« Le Château des Baux » and « La Carrière des Lumières ». Then, a prestigious banquet will take place in the « Château Pont-Royal ».

Ideally located half way between Avignon and Aix-en-Provence, near Marseille and Arles, Pont Royal is a small hamlet flanking the Coteaux du Luberon in the very heart of Provence. « Château Pont-Royal », a former coaching post has been home to successive generations of the Jauffret family for over three hundred years. Jacques Alfred and Sylvette Jauffret are the sixth generation to live in the property. Between the 18th and 19th century, Pont-Royal used to be an important coaching post on the way from Paris to Antibes where horses and crews transporting royal mail found a peaceful place to rest.



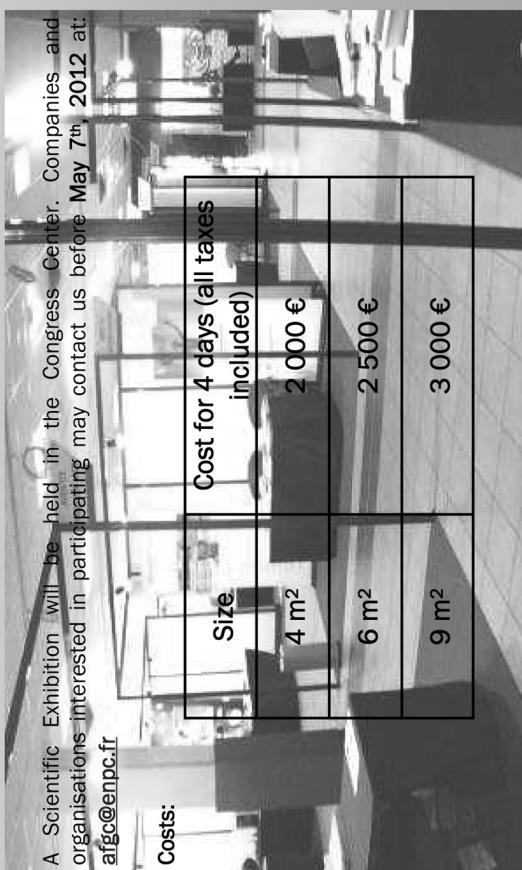
Registration

Reception and Registration of participants will start on May 28th, 2012 from 4:00 pm and will be continuing until on may 29th, 2012 morning.
Conference registration fees include: admission to all scientific programs, proceedings, Welcome Reception, coffee breaks, lunches, technical visit and banquet.

Fees (all taxes included)	Before February,29 th 2012*	After February,29 th 2012
AFGC/RILEM/fib member	550 Euros	650 Euros
Not AFGC/RILEM/fib member	600 Euros	700 Euros
Student/Postgraduate Student	400 Euros	450 Euros
Accompanying Persons (Welcome Reception, Technical visit and Banquet)	150 Euros	

* At least one author of an accepted paper has to be registered before February 29, 2012 to include the paper in the proceedings.

Scientific Exhibition



A Scientific Exhibition will be held in the Congress Center. Companies and organisations interested in participating may contact us before **May 7th, 2012** at:
afgc@enpc.fr

Costs:

Size	Cost for 4 days (all taxes included)
4 m ²	2 000 €
6 m ²	2 500 €
9 m ²	3 000 €

Accommodation

The Hotel Booking Service at the Tourist office in Aix-en-Provence has pre-booked hotel rooms in the town. This free service is made available to insure your hotel reservation.

As there is a high level of tourist activity in May in Aix-en-Provence, we strongly recommend you to send back the attached "Accommodation Form" as soon as possible to :

Office de Tourisme / Accommodation Congress Department
 2 place du Général de Gaulle - BP 160 - 13100 Aix-en-Provence - FRANCE
 Tel.: 00 33 (0)4.42.161.009 / Fax: 00 33 (0)4.42.161.179
 @mail: hotelcongres@aixenprovencetourism.com

To benefit from preferential rates, the hotel registration form should be sent back before April 14th, 2012. After this date, no guarantee of availability or tariff can be made.

Please get in contact with the Hotel Booking Service at your earliest convenience to book your hotel or for any complementary information.

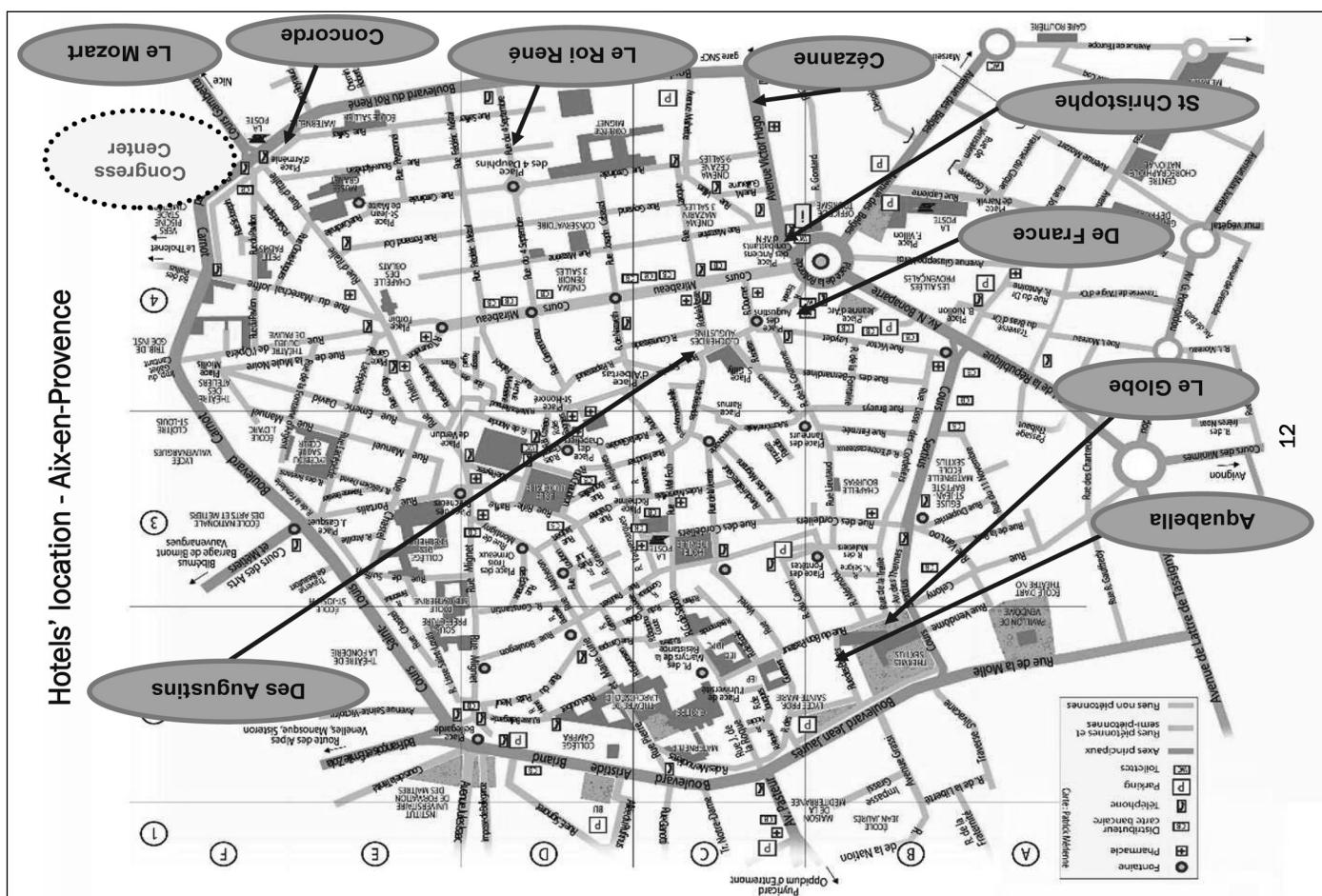
All the hotels are located within 20 minutes walk from the Congress Center:

- Aquabella *** : 20 min.
- Cézanne *** : 10-15 min.
- Concorde ** : 2 min.
- De France ** : 10-15 min.
- Des Augustins *** : 10-15 min.
- Grand Hôtel du Roi René*** : 10 min.
- Le Globe** : 15-20 min.
- Le Mozart** : 10 min.
- Saint Christophe*** : 10-15 min.

For more information about Aix-en-Provence we invite you to have a look at the website : www.aixenprovencetourism.com



Hotels' location - Aix-en-Provence



12



11

Accompanying person's program

Visit 1 : « Two Cézanne's sites »

May 29th, 2012 (2:00 pm to 5:00 pm) / 60 €

- Bibémus Quarries

The "Bibémus Quarries" is a site in East of Aix-en-Provence where the stones so-called "Bibémus" were extracted from 17th to 18th centuries. They were used in the construction of many buildings in the city. Paul Cézanne used to go regularly to the Sainte-Victoire mountain to paint nature. In November 1895, he rented a cottage in Bibémus in order to store his painting equipment and he spent much of his time, even through the night, until 1904.



- Cézanne's studio



All fans of Cézanne know that it is here where they feel with more intensity the presence of the painter.

In November 1901, Cézanne buys a small country estate surrounded by 7000 m² of agricultural land planted with olive and fig trees, bordered by the Canal du Verdon, on the hill of Lauves. Inside the walls we can see all his equipment as a painter, all objects that are dear to him and that he staged in his last paintings.



Visit 2 : « Creeks of Cassis »

May 30th, 2012 (9:30 am to 5:00 pm) / 100 €

Cassis is a tourist town in the Bouches-du-Rhône in France. Famous for its cliffs and creeks, it is also known for the wines of Cassis. The transfer to Cassis will be by bus and by little train. You will visit five creeks on a boat and you will take a lunch in the restaurant "Le Grand Large".



Photos: OT Cassis - G. Scicluna

Visit 3 : « The Luberon and its Villages »

May 31st, 2012 (8:15 am to 5:30 pm) / 120 €

The sweetness and light characterize the Luberon, country of castles.



During this tour, you will visit the Abbaye "Notre-Dame de Sénanque", the village of Gordes and the Lourmarin castle. You will have a typical lunch in a Bistrot called "La Fenière".



Numerical Modeling
Strategies for Sustainable Concrete Structures

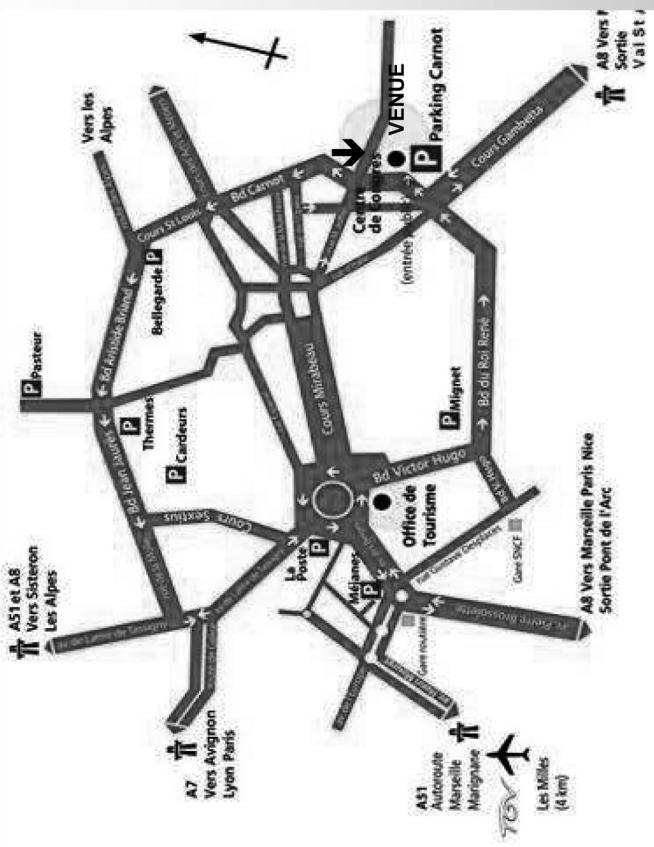
Conference Secretariat

Mrs Nadjet BERRAHOU-DAOUD
Tel. + 33 1 44 58 24 29 - Fax + 33 1 44 58 24 79
e-mail : afgc@enpc.fr

www.sscs2012.com



Practical information



Access:

By plane:
Marseille-Provence International Airport (25 km)
Traveler information
<http://www.marseille.aeroport.fr/>

By train (TGV):
Aix TGV station: RD9 - Bus link to Aix (15 km)
SNCF information
<http://www.sncf.com/>



recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

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

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

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

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

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

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

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

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

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

Il est nécessaire de préciser :

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

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

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

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

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

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

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