الجمـــــــهورية الجزائـرية الديمقراطية الشـــــعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture

وزارة التعليم العـــالي و البحث العـلمي
جـــــامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
كـــلية الهنـــدسة المدنية و المعمارية

مخبر عـــــــــــلوم المـــــــواد و البيئة
Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement
مخبر الهياكـــــل ، جيوتقنية و المخـــــاطر
Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques

ACTES

Du 6eme Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013)

Les 9 et 10 Octobre 2013

VOLUME II

EPE CTC-CHLEF | GROUPE SOPREC | ENTEC | CTS RAHMOUNE

Commémoration du 30eme anniversaire de la création de l'institut national d'enseignement supérieur de génie civil (département de génie civil) et le 33eme anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980

الجمـــــــهورية الجزائـرية الديمقراطية الشـــــعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture

وزارة التعليم العـــالي و البحث العـلمي
جـــــامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
كـلية الهنـــدسة المدنية و المعمارية

مخبر عـــــــــــلوم المـــــــواد و البيئة
Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement
مخبر الهياكـــل ، جيوتقنية و المخـــــاطر
Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques

ACTES

Du 6eme Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013)

Les 9 et 10 Octobre 2013

VOLUME II

Commémoration du 30eme anniversaire de la création de l'institut national d'enseignement supérieur de génie civil (département de génie civil) et le 33eme anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980

Présidents d'Honneur

Prof. BESSEDIK Mostefa (Recteur de l'UHBC)

Prof. KASSOUL Amar (Doyen FGCA)

Comité d'Organisation

Dr. ARAB Ahmed	**Président du comité d'Organisation**
NOURI Said	UHB Chlef
BOULEKBACHE Bensaid	UHB Chlef
MEKAKIA MAIZA Merouane	UHB Chlef
SETTI Bakhti	UHB Chlef
DJEZAR Mahdjoub	UHB Chlef
DAHMANI Krimo	UHB Chlef
ROUHYEM Moussa	UHB Chlef
BENGHALIA Yacine	UHB Chlef
ITIM Ahmed	UHB Chlef
AIT ATMANE Hassen	UHB Chlef
ZERROUK Abdelkader	UHB Chlef
HOUCINE ACHOUR Boumediene	UHB Chlef

Comité scientifique

Prof. KASSOUL Amar	**Président du comité Scientifique**
Prof. KADRI Abdelkader	UHB Chlef
Prof. EZZIANE Karim	UHB Chlef
Prof. SAAD HAMOUDI A.	UHB Chlef
Prof. BOURAHLA Nouredine	U Blida
Prof. ADDA-BEDIA El-abbas	U Sidi Bel Abbés
Prof. SHAHROUR Isam	France
Prof. KHELAFI Hamid	USTO
Prof. CISSE Brahima	Sénégal
Prof. VILLARD Pascal	U.Grenoble France
Prof. MISSOUM Hanifi	U Mostaganem
Prof. REDJEL Bachir	U Annaba
Prof. BAHAR Ramdan	USTHB

Prof.	CHEMROUK Mohamed	USTHB
Dr.	LAMRI Belkacem	UHB Chlef
Dr.	BRANCI Taieb	UHB Chlef
Dr.	BOUGARA Abdelkader	UHB Chlef
Dr.	DELLA Noureddine	UHB Chlef
Dr.	DJAFER HENNI Ahmed	UHB Chlef
Dr.	HAMRAT Mostefa	UHB Chlef
Dr.	HALLAL Amed	UHB Chlef
Dr.	BOULEKBACHE Bensaid	UHB Chlef
Dr.	AIT ATMANE Hassen	UHB Chlef
Dr.	BELKATIR Mostefa	UHB Chlef
Dr.	REMAOUN Mohamed	UHB Chlef
Dr.	HASSAINE DAOUADJI T.	U. Tiaret
Dr.	OUAZIR ABDERAHMANE	U Mostaganem
Dr.	BELAZOUGUI Mohamed	CGSismique
Dr.	FARSI M.A.	CGSismique
Dr.	ARAB Rabah	France
Dr.	MARWAN Sadek	France
Dr.	BOUFERRA Rachid	Maroc
Dr.	NINOUH Tarek	U.Tébessa
Dr.	NECHNECH Amar	USTHB
Dr.	OUARZIDINI Ahmed	Canada

Préface

Dans le cadre des manifestations scientifiques organisées par notre université Hassiba Benbouali de Chlef, la faculté de Génie Civil et d'Architecture compte organiser le 6ème symposium sur la construction en zones sismiques qui aura lieu les 9 et 10 Octobre 2013. Ce symposium vient après ceux déjà organisés à propos des mêmes objectifs tracés par le département de Génie Civil depuis 1987. Cet évènement devenu maintenant une tradition méritant d'être organisée régulièrement tous les deux ou trois ans. Particulièrement, cette année, ce symposium coïncide bien avec le trentième anniversaire de la création de l'Institut National d'Enseignement Supérieur de Génie Civil (Décret n°83/623 du 5 novembre 1983) d'une part, et d'autre part avec le trente-troisième anniversaire du séisme d'El Asnam du 10 Octobre 1980.

A l'heure actuelle, la construction en zones sismiques connaît une épreuve et un développement sans précédent et évoque l'ensemble des techniques traitant les constructions civiles, industrielles et d'autres ; c'est un indicateur puissant et efficient du progrès et de la civilisation de n'importe quel pays dans ce monde qui ne s'attarde pas à se développer. La région de Chlef est reconnue comme une zone de forte sismicité, ce qui évoque fortement et soulève tant de problèmes et tant de questions sur la construction. Par conséquent, ceci exige une définition d'un cadre scientifique permettant une ample contribution dans ce domaine en impliquant le Génie Civil et ses disciplines comme éléments de base déterminant le destin de ces constructions.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, une raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique des constructions doit être mise en place. La limitation des effets de l'action sismique peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque du sol. La conception architecturale parasismique est obligatoire car son rôle est fondamental dans la résistance des constructions et leur comportement dynamique lors d'une secousse sismique. En plus, le choix convenable du contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure. Cela doit être accompli par une étude minutieuse des matériaux de construction et un dimensionnement convenable des éléments structuraux selon la réglementation en vigueur et les nouvelles méthodes de calcul développées. Pour les ouvrages construits avant l'apparition des règles parasismiques modernes, le problème est complexe sur tous les niveaux où des études de la vulnérabilité sont largement exigées.

Pour cette raison, ce symposium vient pour répondre aux préoccupations des promoteurs de la construction en zones sismiques et dont les thèmes sont structurés comme suit :

- Aléas Sismiques
- Interaction Sol – Structure
- Comportement des Structures et des Sols
- Dynamique des Structures et des Sols
- Conception moderne des structures et d'Infrastructures en Zones Sismiques
- Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés
- Réglementation Parasismique
- Techniques d'amélioration des Sols
- Matériaux innovant pour la construction en zones sismiques
- Gestion des risques post sismique (Incendie, inondation...)
- Architecture parasismique.

Président du comité Scientifique
Prof. KASSOUL Amar

TABLE DES MATIERES
TOME 1

SESSION ORALE

Aléas sismiques et Interaction sol – structure

DERRAS BOUMEDIENE : **ESTIMATION DES PARAMÉTRÉS DE NOCIVITÉ PAR LA MÉTHODE NEURONALE AVEC L'UTILISATION DES DONNÉES JAPONAISES**..... **2**

Gouasmia Abdelhacine : **NUMERICAL SIMULATION OF SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION INCLUDING SITE EFFECTS** **12**

BENLAALA NAWEL, ABDELKRIM KADID : **INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BATIMENTS**..... **20**

B. Sbartai, S. Messioud, D. Dias : **IMPEDANCE DYNAMIQUE VERTICALE D'UNE FONDATION PLACEE A LA SURFACE D'UN SOL COMPRESSIBLE RENFORCE PAR INCLUSIONS**..... **28**

ACHOURI ABDERREHIM , AMRANE MOHAMED NADIR : **INFLEUNCE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE**..... **37**

CHOHRA BENMANSOUR, MUSTAPHA DJAFOUR, NASSIMA BENMANSOUR , DJAWAD ZENDAGUI : **APPLICATION DE L'APPROCHE DEPLACEMENT SUR LES PONTS CONTINUS SOUS SEISME TRANSVERSAL**..... **45**

Comportement des sols

*ABDELLAH KRIM, AHMED ARAB, MOSTEFA BELKHATIR & NOURREDINE DELLA :***ÉTUDE AU TRIAXIAL AVEC MICROTOMOGRAPHIE DE L'INFLUENCE DU MODE DE DÉPÔT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ D'UN SABLE LÂCHE** **55**

*K. Merabet, A. Arab, K. Negadi :***INFLUENCE DU PRECHARGEMENT MONOTONE SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SABLE DE CHLEF**..... **65**

NOUREDDINE DELLA, MOSTEFA BELKHATIR, AHMED ARAB: **LABORATORY STUDY OF THE LIQUEFACTION STRENGTH CHARACTERISTICS OF OVERCONSOLIDATED SAND SAMPLES FROM CHLEF REGION IN NORTHERN ALGERIA**..... **72**

I. Benkechkache, M.Derradji, B.Benrachi : **L'IMPACT DU RISQUE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE CADRE BATI CAS DE CONSTANTINE**..... **79**

REMIL Aicha, HACHICHI Abdelkader : **IMPACT DES MODELES DE COMPORTEMENT SUR LA SIMULATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES** **86**

M. BELKHATIR, N. DELLA, A. ARAB, A. KADRI, T. SCHANZ, **INSIGHT INTO THE EFFECTS OF GRADATION ON THE PORE PRESSURE GENERATION OF SILTY SAND SOILS**..... **92**

Comportement des structures

ABDELHAK ZOHRA, HASSAINE DAOUADJI TAHAR, HADJI LAZRAG, MEKKARI FATIMA : **ETUDE COMPARATIVE ENTRE L'ANALYSE PUSH-OVER ET LA MÉTHODE PROPOSÉE PAR LE RPA POUR L'ÉVALUATION DE FACTEUR DE COMPORTEMENT**…… **102**

Sahoui Hamza, Oubraham Chahrazed : **EFFET DE LA SURELEVATION SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DE STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME** **111**

*MEZIGHECHE, MERZOUD :***COMPORTEMENT DES REMPLISSAGES DANS LES STRUCTURES SOUMISES AUX CHARGES HORIZONTALES**…… **116**

AHMED ATTIA, BENSALAH HADJI, NAAS ALLOUT, MASTAPHA AMOR , FAIZA M'HAMDI : **L'INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE SUR LE COMPORTEMENT ET LA RUPTURE DE L'ACIER**…… **126**

SALEH NOUI, ABDERRAHIM BALI , ABDELKRIM KADID : **ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PANNEAUX DE REMPLISSAGE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME**…… **132**

Halima ABDESSELAM , Amar KASSOUL : **EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME** **140**

T.AYAD, T.KADRI, A.REZIGUA, AA.DOUCENE, N.SADKI : **COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE STRUCTURE APRES RENFORCEMENT PAR DES FIBRES DE CARBONE**…… **151**

Dynamique des sols

BESSEGHIER ABDERRAHMANE : **prédiction des deformations de terrains en pente DANS UNE zone sismique : EXEMPLE RN 14 A Theniet el had**…….. **162**

BOUDINA TOUNSIA, MOHAMADI Saddika, SERIDI AHCENE : **ESTIMATION DES EFFETS DE SITE NON-LINEAIRES DES PROFILS DE SOL DE LA REGION DE BOUMERDES**…… **169**

H. DJILALI BERKANE, Z. HARICHANE : **PRISE EN COMPTE DE L'ASPECT STOCHASTIQUE DES COUCHES DE SOL DANS LA VARIATION SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE EN SURFACE**…… **176**

Hadj Brahim M., Djermane M. et Douli D. : **INVESTIGATION SUR L'EFFET DES RAIDISSEURS SUR LES MODES DE VIBRATION DES RESERVOIRS METALLIQUES** **184**

Dynamique des structures

Boubazine Leila, Kebabe Hamza : **Stabilisation du site des 660 logements Tarzouste -El Milia- wilaya de Jijel** …… **192**

F. Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt : **ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS EN BETON SURELEVES**…… **200**

A. Chabani, A. Berga, Y. Abdelaziz, S. benahchilif : **REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES SOUMISES A UN SIGNAL SISMIQUE STOCHASTIQUE**…… **208**

DERGHOUM RABAH, ZADEM MEHDI SIDI MOUSSA BILLAL : **REPONSE DYNAMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DES MACHINES VIBRANTES**..... **215**

Y. ZELMAT, M. HAMMOUTENE : **DESCRIPTION PROBABILISTE DE LA REPONSE MAXIMALE DES SYSTEMES SOUS EXCITATION SISMIQUE COMPTE TENU DE LA VARIABILITE DES FREQUENCES PROPRES DE VIBRATION.** **225**

BOUDINA TOUNSIA, SERIDI AHCENE, ROUABEH AICHA, ALLOUT NAAS : **DERIVATION D'UN SPECTRE DE REPONSE SPECIFIQUE AU SITE DE LA MOSQUEE D'ALGER** **234**

Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone sismique

A. BENANANE, A.OUAZIR, S.BENANANE, M.TITOUM, G.MEZOUDJ : **METHODOLOGIE MODERNE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES PAR L'APPROCHE ORIENTEE OBJET**..... **242**

S. BENANANE, D. KERDAL, A. BENANANE, A. OUAZIR, M. TITOUM : **CONCEPTION MODERNE DES STRUCTURES SPATIALES DU GENIE CIVIL PAR L'APPROCHE DES ALGORITHMES GENETIQUES**..... **250**

S. Harzalla, M. Chabaat : **CONTROLE NON DESTRUCTIF DE PROPAGATION DES FISSURES PAR UN CAPTEUR A COURANT DE FAUCOULT EN MODE DIFFERENTIEL POUR L''INSPECTION DES STRUCTURES EN CHARPENTE METALLIQUE APRES LE DEGAT SISMIQUE**..... **257**

ZOUAOUI SAMIA, KADRI TAHAR : **Stochastic analysis of a no-uniform surface of bridges**..... **267**

Medjamia Med El-Fatih, Boulekbache Bensaid[2], Chemrouk Mohamed[3]: **APPROCHE SIMPLIFIEE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SELON LES METHODES EN PERFORMANCE** **274**

HADJ MOHAMED. Ounis, ABDELHAFID. Ounis : **EFFET du taux d'amortissement d'un système d'isolation LRB SUR la réponse sismique d'un Bâtiment**..... **284**

Vulnérabilité des structures

DJAFER HENNI Imane, DENINE Sidali, KHELIFA KERFAH Ilyas, KASSOUL Amar : **Analyse de la vulnérabilité d'un bâtiment administratif situé dans une zone de moyenne sismicité en Algérie**..... **294**

SAFA Abdelkader, BENSATTALAH Tayeb, RAMDANE.Kheir Eddine, FARSI Mohamed : **ETUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN BATIMENT EXISTANT** **303**

ABDELHEQ GUETTICHE, MOSTEFA MIMOUNE : **ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS EXISTANTES EN CONSTANTINE** **312**

SOFIANE BOURADA, TAÏEB BRANCI1 & MOHAMMED TAMAHLOULT : **ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE AUTOSTABLE EN BETON ARME DIMENSIONNEE SELON LE REGLEMENT RPA99/V2003**..... **322**

MAHMOUD SERRAYE : **DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE D'ETUDE DE L'ENDOMMAGEMENT ET DE LA VULNERABILITE SISMIQUES**..... **332**

Vulnérabilité, et réhabilitation des ponts endommagés

LARBI, M.NAILI, A.KIBBOUA : **DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE DES PILES EVIDEE D'UN PONT EN BETON ARME SELON RPOA-2008**..... **343**

DJEMAI, M. BENSAIBI : **ELABORATION D'UNE CARTE DE VULNERABILITE POUR LES PONTS DE LA WILAYA DE TIPAZA** **353**

ZELLAT, KADRI : **DEVELOPED EARTHQUAKE DAMAGE DETECTION METHODS IN BRIDGE STRUCTURES**..... **362**

F. Dif , M.Mouli, K.Bendani, A.Mahi, S. Benosman et M.Hamadache : **SURVEILLANCE DES OUVRAGES PAR LES APPAREILS CORROSIMETRE ET LE CONDUCTIVIMETRE POUR REHABILITER EN SONE SISMIQUE**..... **370**

Réhabilitation des structures et des ponts endommagés

DJAMAL ALIOUANE , RABAH CHAID : **RENFORCEMENT DES STUCTURES EN BETON PAR LES MATERIAUX COMPOSITES** **378**

R. YEGHNEM, A. A. BOUSAHLA, L. BOULEFRAKH, S.A. MEFTAH, A. TOUNSI et E.A. ADDA BEDIA : **EFFET DE LA RÉPARTITION SINUSOÏDALE DES FIBRES DE COMPOSITES SUR LA RIGIDITE LATERALE DES MURS DE CONTREVENTEMENT RENFORCÉS** **383**

Tahar HASSAINE DAOUADJI, Mahamat Oumar ANDJAMI, Abderezak RABAHI, BENFERHAT Rabia , Belkacem ADIM , El Abbas ADDA BEDIA: **Efficacité de l'utilisation des composites à fibre de carbone pour le renforcement des poutres métalliques des ponts** **391**

Mahfoud Touhari , Ratiba Mitiche-Kettab, Mouloud Abdessemed, Abderrahim Bali : **INFLUENCE DU RENFORCEMENT PAR MATERIAUX COMPOSITES A BASE DE FIBRES DE CARBONE 'CFRP' SUR LE COMPORTEMENT D'UN PONT A POUTRE EN BETON ARME**..... **398**

RABIA BENFERHAT, TAHAR HASSAINE DAOUADJI, ABDELOUAHED TOUNSI : **ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT SELON LE CODE BAEL DES POUTRES ENTE RENFORCEE EN FLEXION PAR COLLAGE EXTERNE DES PLAQUES COMPOSITES**..... **404**

Nassim Kernou, Khalil Belakhdar , Yeghnem Reda, et Yazid Harbit : **USING THE FINITE DIFFERENCE METHOD FOR THE CALCULATION OF STRESSES IN THE REPAIREOFBEAMS WITH FRP PLATES**..... **413**

Risque d'incendie

KADA ABDELHAK, LAMRI BELKACEM, BENLAKEHAL NOUREDDINE, BOUCHAIR ABDELHAMID, MESQUITA LUIS M.R. : **ON THE BEHAVIOUR OF STRUCTURAL STEEL BEAMS UNDER NATURAL COMPARTMENT FIRE**..... **423**

Abderrahim Labed, Toufik Benmansour, Selma Salem : **EFFETS DES** **433**

CONTREVENTEMENTS CONCENTRIQUES EN X ET EN V SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES MULTI- ÉTAGÉES EN ACIER SELON RPA99 ET EC8

BOULAOUAD ABDERRACHID : **TRAITEMENT D'UNE ANOMALIE DU SPECTRE DE CALCUL R.P.A.** **441**

BENLAKEHAL NOURREDINE, LAMRI BELKACEM, KADA ABDELHAK, BOUCHAIR ABDELHAMID, MESQUITA LUIS M.R. : **SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES PORTIQUES MÉTALLIQUES EN SITUATION D'INCENDIE**..... **448**

Techniques d'amélioration des sols

Benaissa M., Bendani K., Missoum H., Laredj N. : **IDENTIFICATION ET AMELIORATION DES SOLS GONFLANTS DE LA R EGION DE L'OUEST ALGERIEN** **459**

S. Attallaoui, S. Benmebarek : **PERFORMANCE SISMIQUE DES MURS DE SOUTENEMENT EN SOL RENFORCE**..... **469**

Nouri Said, Nechnech Amar2 & Lamri Belkacem : **EFFET D'ECHELLE ET MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE RENFORCES PAR DES GEOSYNTHETIQUE** **478**

K. Negadi, A .Arab : **BEHAVIOUR OF SOIL-REINFORCED WITH ROOTS VEGETATION**..... **487**

ZERROUK ABDELKADER, LAMRI BELKACEM AND VIPULANANDAN C.: **EFFECTS OF CEMENTITIOUS MATERIALS ON THE PERFORMANCE OF CLAYEY SOILS**..... **495**

KHEIRA OUZAA, MOHAMMED BENALI BENMANSOUR : **Techniques d'amélioration des infrastructures**..... **504**

Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

Nassim Kernou, Khalil Belakhdar , Yeghnem Reda, et Yazid Harbit : **RELIABILITY AND SENSITIVITY ANALYSIS OF HIGH STRENGHT CONCRETE**..... **511**

F. BERKANI, A. BELAKROUF : **Influence de la teneur en eau sur la durabilité du béton par mesure de la perméabilité à l'oxygène**..... **521**

Abdelouahed Assia, Belachia Mouloud : **INFLUENCE DES DOSAGES DE CIMENT ET DE FILLER SUR LA RESISTANCE MECANIQUE DES BAP DANS UN MILIEU AGRESSIF** **530**

Henni-Chebra Khadidja, Bougara Abdelkader : **EFFET DES PARTICULES SEDIMENTABLES ENGENDREES PAR LA FABRICATION DU CIMENT SUR L'ENVIRONNEMENT**..... **538**

AHMED KHENE, CHARAF EDDINE MESSAI, MOULOUD MERZOUD : **DIFFÈRENTES CONFIGURATIONS DE RENFORCEMENT DES ÈLÈMENTS FLÈCHIS PAR DU TISSU EN FIBRE DE CARBONE**..... **544**

ADJABI. S, NOUAOURIA. M. S : **AMELIORATION DU SOL AFFAISSABLE PAR FIBRES DE POLYETHYLENE**..... **552**

Fatiha Kazi Aoual-Benslafa, Djamel Kerdal, Belkacem MEkerta, Abdelaziz **562**

Shemcha : **CARACTERISATION DU BETON DE REVETEMENT DE TUNNEL FABRIQUE AVEC DES FIBRES POLYPROPYLENE ET SOUMIS A DE HAUTES TEMPERATURES**……

Architecture parasismique.

DAHMANI KRIMO, MOUDJARI MESSAOUD, ADAD MOHAMED CHERIF : **LA MISE EN SCENE DE LA DEMARCHE "PROJET URBAIN**…… **569**

BEN ABD ELFATTAH Med, KEHILA Youcef : **vers UNE méthodologie d'assistance à la conception architecturale en symbiose avec le risque sismique 576**

Samia Rebouh, Khadidja Boughazi, Imène Adimi : **L'ARCHITECTURE PARASISMIQUE, UNE ALTERNATIVE DE PREVENTION SISMIQUE** …… **584**

Khadidja Boughazi , Messaoud Aiche , Samia Rebouh : **RISQUE SISMIQUE ET URBANISATION : QUELLES ALTERNATIVES DE PREVENTION ?** …… **594**

TOME 2

SESSION POSTER

Comportement sols - structures ;

ELBAHI FATMA ZAHRA : **MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENTS MONOTONES ET CYCLIQUES**..... **2**

SEKHAL Adjel Ahmed, BENDANI Karim, BENSMAIN Hamza : **Etude de l'effet des paramètres géométriques sur la stabilité des talus naturels** **12**

E. Elbahi, M. Smail, B. Elbahi, A.A. Sekhal : **Etude d'amélioration d'un sol d'encroûtement calcaire de la région de Djelfa**..... **19**

BOUALLA NABILA, MAADEN Hafsa, DOUHI Bouabdellah Réda, et ABDELHADI Houari : **CONCEPTION PARASISMIQUE : PROTECTION ET CONCEPTION**..... **28**

Djehaichia Salima, Rachid Lassoued : **Comportement non linéaire des structures voiles faiblement armes en zone sismique**..... **36**

NESRINE GUETTAFI , TOUFIK MAALEM : **ÉTUDE PAR ÉLEMENTS FINIS DES STRUCTURES MEMBRANAIRES COMPORTANT DES OUVERTURES** **45**

Lazreg Hadji ; Zoubida Khelifa, Mohamed Zidour, Youcef Tlidji, Tahar Hassaine Daouadji, El Abess Adda Bedia : **VIBRATION LIBRE DES PLAQUES SANDWICHES EN FGM UTILISANT UN CŒUR RIGIDE ET HOMOGENE**..... **54**

Fatima Mekkari, Lazreg Hadji, Tahar Hassaine Daouadji, Zohra Abdelhak : **EVALUATION DE LA CAPACITE D'UNE CONSTRUCTION PAR LA METHODE PUSH - OVER**..... **60**

Mourad SERIKMA : **ETUDE PARAMETRIQUE DES STRUCTURES**..... **67**

Yousfi Mahfoud, Kassoul Amar, Berradia Abdallah, Benechaoui Abdallah : **ANALYSE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN ZONE SISMIQUE**..... **73**

SMAIL Tayeb, ABED Mohamed : **AMORTISSEUR A MASSE ACCORDEE DANS LE CONTROLE DE REPONSE DES BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR**..... **81**

KASSOUL Amar, Yousfi Mahfoud, BOUKORSI Elarbi et ELKHEIRI Noureddine : **COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003**..... **89**

A. Seghir, A. Tahakourt : **EFFETS DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES**..... **99**

BOUHALOUFA. A, KADRI. T, BELHACENE. A, REZZIGA. A, SADKI. N : **PROBABILISTIC EVALUATION OF TRAFFIC FLUX AND ARTWORK SAFETY**..... **107**

Vulnérabilité, réhabilitation et Gestion des risques

B. SETTI , F. SETTI , M. ACHIT-HENNI : **L'EFFET DE LA CORROSION DES ARMATURES SUR LA DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BETON ARME ET LEUR REHABILITATION** **117**

BENYAHIA Amar , SALHI Mohamed, GHRICI Mohamed : **Mise au Point de Nouveaux Ciments Destinés à l'Amélioration de la Capacité Structurelle des Ouvrages en Béton Armé**..... **124**

Samia HACHEMI, Samia CHABI, Abdelhafid OUNIS : **Control du béton affecté par un incendie** **134**

Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

SALHI Mohamed, Benyahia , GHRICI Mohamed : **Influence des ajouts minéraux sur la durabilité des mortiers conservés dans des milieux agressifs**..... **142**

Belaribi Hassiba, Mellas Mekki : **La méthode combinée pour évaluer la résistance de béton de fibres in situ**..... **150**

Yasmina Kellouche, Abdelkader Bougara: **Evaluation de la réactivité d'un laitier activé mécaniquement en utilisant l'analyse thermogravimétrique**..... **159**

Adjoudj M'hamed, Didouche Zahia , Esselami redha, Merzoug Fatiha, ,Setti Fatima : **EFFET DE LA POUZZOLANE NATURELLE SUR LA RHEOLOGIE DES MORTIERS EN PRESENCE D'UN SUPERPLASTIFIANT** **167**

Z. DIDOUCHE, K. EZZIANE, R. ESSELAMI, F. MERZOUG, F.Setti : **EFFET DU TYPE DE SUPERPLASTIFIANT SUR LES PROPRIETES RHEOLOGIQUES, MECANIQUES ET CALORIMETRIQUES DU MORTIER** **174**

DJABBAR BADIAA, MAADEN Hafsa, BOUALLA Nabila, BOUDRAA Haféda : **L'INFLUENCE SISMIQUE ET ÉNERGÉTIQUE DU JOINT EN POLYSTYRENE DANS LES CONSTRUCTIONS EN ALGÉRIE**..... **181**

Session spécial

SOUADEK SEYFEDDINE, ABDELHAMID BECHEUR, ABDELKADER TAHAKOURT : **CONTRIBUTION AU CALCUL PARASISMIQUE SELON LE SPECTRE DE REPONSE DU SIESME DE BOUMERDES 23 MAI 2003 ET COMPARAISON AVEC LES REGLEMENTTIONS PARASISMIQUES ALGERIENNES** **223**

A.CHERIF TAIBA, Y. MAHMOUDI1, M. BELKHATIR1, A. KADRI, T. SCHANZ : **ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE LIMONEUX : INFLUENCE DE DIAMETRE EFFICACE** **233**

*MAHMOUDI. Y, CHERIFTAIBA.A, BELKHATIR.M, KADRI.A , SCHANZ.T***: ETUDE EN LABORATOIRE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN MELANGE SABLE-LIMON : INFLUENCE DE L'INDICE DES VIDES EQUIVALENT** **242**

*A. FLITTI, N. DELLA, M. BELKHATIR, A. ARAB :***EFFET DES MODES DE DÉPOSITION SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE D'UN SOL GRANULAIRE**..... **255**

*M. M. Mekkakia, A.Arab, M. Belkhatir :***EFFET DES FINES ET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES LIMONEUX**…… **262**

HADJADJ A., OUAZIR A., BENANANE A.: **L'EXENTRICITE STRUCTURALE DANS MES BÂTIMENTS MULTIETAGES EN QUESTIONS**…… **269**

*CHEMMAM Med, ARAB Ahmed***: Etude en Laboratoire de l'Influence de la Densité Relative et du Confinement sur la Résistance non Drainé du Sol de Chlef…… 274**

OUAZIR K. , OUAZIR A., BENANANE A. : **INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT AU SEISME DES BATIMENTS ISOLES A LEUR BASE 283**

RAIS Souâd, OUNIS Abdelhafid : **INFLUENCE DE LA RIGIDITE DES DISSIPATEURS D'ENERGIE ADAS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UNE STRUCTURE DE PERIODE COURTE 291**

CONFERENCES PLENIERES

BOUTARAA Z, G. VERRHIEST LEBLANC : **LA GESTION DU RISQUE SISMIQUE DANS LA VILLE DE CHLEF –ALGERIE-**…… **302**

STAMBOULI Nabila : **LA RECONSTRUCTION D'EL ASNAM EN 1954, LES RAISONS D'UN ECHEC. CAS DU CENTRE SAINT REPARATUS.**…… **312**

M.K.SAEED ELBOKL : **BEHAVIOUR OF SUBGRADE SOIL REINFORCED WITH GEOSYNTHETIC FIBERS**…… **318**

N. Bourahla : **MERITES ET LIMITES DES ESSAIS DES VIBRATIONS AMBIANTES DANS L'IDENTIFICATION MODALE DES OUVRAGES**…… **328**

1. P Comportement des sols et des structures

MODELISATION DU COMPORTEMENT DES SABLES SOUS CHARGEMENTS MONOTONES ET CYCLIQUES

ELBAHI FATMA ZAHRA[1]
[1] *UNIVERSITE ZIANE ACHOUR DE DJELFA, ALGERIE, fatima.elbahi@yahoo.fr*

Thème N° x :…….

Résumé
De nombreux travaux de recherches ont été consacrés, ces dernières années, à la formulation des modèles rhéologiques pour les géomatériaux. Le présent article constitue à une contribution dans ce sens, dans lequel nous proposons un modèle simple destiné à la modélisation du comportement des sables sous chargements monotones et cycliques. IL comporte deux parties:
Dans la première partie, à partir d'un modèle simple de type Mohr- coulomb, on a développé un modèle élastoplastique permettent de prendre en compte des spécifications rhéologiques de la réponse des sables.
Dans la deuxième partie, l'introduction du concept de l'écrouissage cinématique à mémoire discrète, a permis de généraliser le modèle aux chargements cycliques.

Mots –Clés : *modélisation, comportement des sables, chargement monotone, chargement cyclique.*

1. INTRODUCTION

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Une loi n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.
Les lois de comportements utilisés dans les études de mécanique des sols sont très diverses et le développement de ces lois s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels.
Elaborer un modèle de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en fonction de grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié.
Une bonne loi doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable par une autre personne que son auteur et une forme adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique. De plus, la loi doit comporter un nombre restreint de paramètres, ces paramètres devant être facilement identifiables sur des essais en laboratoire.

2. PRESENTATION DE LA VERSION MONOTONE

Dans la modélisation du comportement des sables sous chargements monotones, nous présentons d'un modèle classique de type Mohr-Coulomb, puis nous proposons d'abord une version initiale du modèle qui englobera les concepts courants en rhéologie des géomatériaux, et qui permettra ainsi de décrire, au moins qualitativement les principales caractéristiques du comportement des sables. Nous proposons ensuite une version finale du modèle destiné à reproduire l'aspect de comportement du phénomène de radoucissement (écrouissage négatif).

2.1. Modèle classique de Mohr-Coulomb

Le modèle est basé sur la théorie de l'élastoplasticité, selon la quelle tout incrément de déformation $\dot{\varepsilon}$ est la somme d'une contribution réversible ou élastique $\dot{\varepsilon}^e$ et d'une contribution irréversible ou plastique $\dot{\varepsilon}^p$.

2.1.1. Partie élastique

La loi de comportement élastique s'écrit d'une façon générale :

$$\dot{\varepsilon} = D \times \dot{\sigma} \tag{1}$$

Où D est le tenseur d'élasticité.

Dans le cas d'un solide élastique linéaire homogène et isotrope, cette expression s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_{ij}^{e} = \left(1+\upsilon/E\right)\sigma_{ij} - \upsilon/E\left(trace[\sigma]\right)\cdot\delta_{ij} \tag{2}$$

σ_{ij} et ε_{ij} sont respectivement les composantes du tenseur de contrainte et de déformation. δ_{ij} est le symbole de Kronecker.

Le module d'Young E et le coefficient de poisson υ sont des constantes caractéristiques du matériau.

Dans ce qui suit et pour des raisons pratiques, on préfère définir les relations de comportement en termes d'invariants des tenseurs σ et ε .

Ainsi, en fonction des deux premiers invariants de ε^{e} et σ , la relation (2) devient :

$$\begin{Bmatrix} p \\ q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K^{e} & 0 \\ 0 & 3G^{e} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{v}^{e} \\ \varepsilon_{d}^{e} \end{Bmatrix} \tag{3}$$

$$\text{Avec } K^{e} = E/3(1-2\upsilon),\ G^{e} = E/2(1+\upsilon) \tag{4}$$

P représente la contrainte moyenne ($P = (trace\sigma)/3$)

q représente le déviateur de contrainte ($q = \sigma_1 - \sigma_3$).

K^{e} et G^{e} sont appelés respectivement, module de compressibilité élastique et module de cisaillement élastique.

2.1.2. Critère de rupture et le Potentiel plastique

Le critère de rupture de type Mohr-Coulomb s'écrit en fonction des invariants de σ sous la forme :

$$F_{m}(q,p) = |q| - M_{f}(p+C) \tag{5}$$

$$\text{Où } \begin{cases} M_{f} = 6\sin\varphi/3-\sin\varphi \text{ en compression,} \\ M_{f} = 6\sin\varphi/3+\sin\varphi \text{ en extension} \\ C = c\cdot\cot g\varphi \end{cases} \tag{6}$$

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des invariants de contraintes :

$$g(q,p) = |q| - M_{g}(p+C) \tag{7}$$

$$\text{Avec} \quad \begin{cases} M_g = 6\sin\psi / (3-\sin\psi) & \text{en compression} \\ M_g = 6\sin\psi / (3+\sin\psi) & \text{en extension} \end{cases} \tag{8}$$

Le paramètre c est la cohésion du matériau, φ l'angle de frottement interne et ψ est l'angle de dilatance.

2.1.3. Test du modèle sur les essais de Mohkam en compression drainée

Les valeurs des paramètres sont présentées dans le tableau 1 et concerne le sable lâche d'Hostun pour la simulation des essais de compression drainée [6] à différentes pressions de confinement (100,200et 400KPa).

Tableau1. Jeu de paramètres du modèle classique de Mohr-Coulomb

φ	ψ	υ	E_d
35°	32°	0.3	400bar

D'après la figure 1, on remarque que le modèle ne simule pas l'évolution progressive des contraintes en fonction des déformations, néanmoins le palier en grandes déformations est reproduit (Figure 1a).En ce qui concerne la déformation volumique (Figure 1b), le modèle traduit un comportement dilatant avec une partie négligeable, contractante contrairement aux essais expérimentaux.

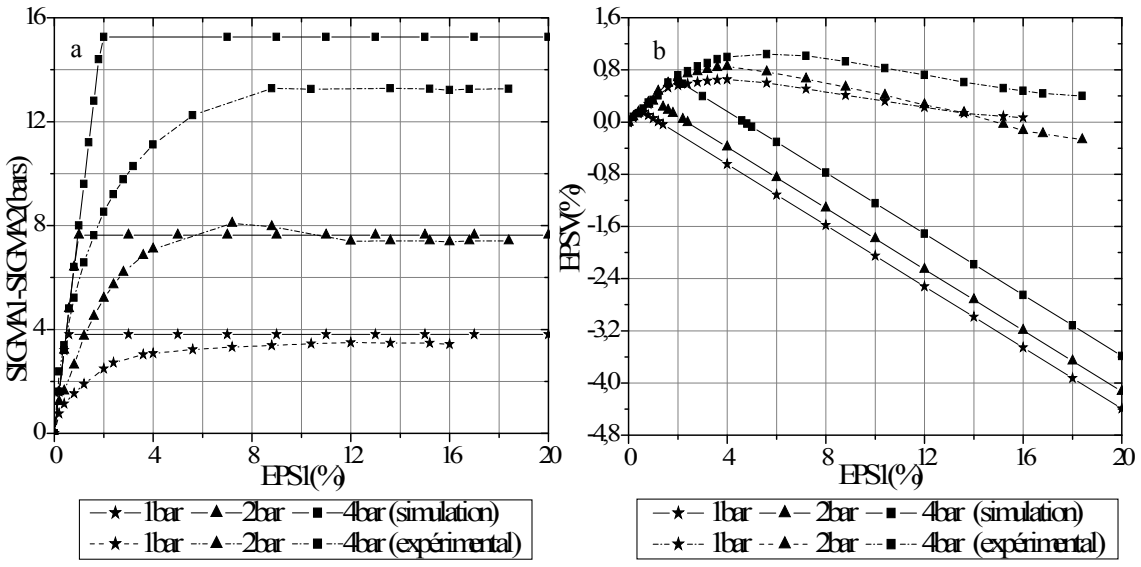


Figure1. Test du modèle de Mohr-Coulomb sur les essais de Mohkam, 1983

2.2. Version initiale du modèle

2.2.1. Elasticité non linéaire

Pour simuler le comportement élastique non linéaire sont, en général, donnés par :

$$E = E_A\left(p \big/ p_a\right)^n \qquad et\, \nu = \upsilon_0 \tag{9}$$

Où : E_A et υ_0 sont des constantes caractéristiques du matériau ;

Pa est une pression de référence, P représente la pression moyenne et n est pris égal à 0.5 [2].

2.2.2. Surface de charge

Pour un matériau écrouissable, l'équation de la surface de charge dans le plan (p, q) est de la forme :

$$F_m(q, p, \chi) = |q| - M_f\,(p + C)R_m \tag{10}$$

Où χ est la variable d'écrouissage ;

R_m est fonction du paramètre d'écrouissage.

2.2.3. Règle d'écrouissage et d'écoulement plastique

Vermeer, s'appuyant sur les travaux expérimentaux de Tatsuoka et Ishihara [3], a montré que la déformation déviatorique plastique ε_d^P pouvait être prise comme paramètre d'écrouissage χ .

L'expression la plus simple et la plus couramment utilisée est donnée comme suit [4]:

$$R_m = 1 - \exp\left(-a\varepsilon_d^P\right) \tag{11}$$

Où « a »est paramètre du modèle.

Solon la théorie de plasticité ; les incréments de déformations dérivent d'un potentiel plastique $g(\sigma, \chi)$.les déformations plastiques sont données par :

$$\dot{\varepsilon}^P = \dot{\lambda}\frac{\delta g}{\delta \sigma} \tag{12}$$

Où $\dot{\lambda}$ est un scalaire positif appelé multiplicateur de plasticité. D'après la relation (12), les déformations plastiques sont dirigées suivant normale à la surface $g(\sigma, \chi) = 0$, nommée surface d'écoulement.

2.2.4. Etat caractéristique

En choisissant $g = F$ (une règle associée), on aura un comportement trop dilatant puisque d'après les formules (10) et (12), on obtient :

$$\dot{\varepsilon}_V = -\dot{\lambda} \cdot M_f \cdot R_m \le 0 \tag{13}$$

Or, l'expérience montre, une présence au début de chargement (pour des valeurs de q/p suffisamment faible) d'une phase de contractance ($\dot{\varepsilon}_V \succ 0$).Ceci revient à dire qu'il existe une valeur de q/p où $\dot{\varepsilon}_v^P$ change de signe. Si l'on trace dans le plan (p, q) le lieu de ces points, on note qu'il peut être convenablement approximé par une droite, dite d'état caractéristique, de forme $q = M_g \cdot p$ (pour une cohésion nulle). On choisi donc :

$$\partial g/\delta p\,(p,q) = M_g - (q/p) \tag{14}$$

2.2.5. Etat critique

La déformation de l'état critique résulte des observations expérimentales selon lesquelles en grandes déformations un échantillon tend vers un état stationnaire (p, q, e_c) tel que :

$$q/p = M \tag{15}$$

Où M est une constante du matériau et e_c est l'indice des vides à l'état critique.

La formule (15), simule bien l'état de changement de phase (contractance-dilatance) mais elle ne reproduit pas l'état critique pour lequel on aurait une stabilisation de la déformation plastique en grandes déformations [5]. Pour cela, on introduit dans cette formule :

$$\delta g \big/ \delta P = A_g \left(M_g - q \big/ p \right) \text{ avec } A_g = e^{-\alpha_g \cdot \varepsilon_d^p} \tag{16}$$

2.2.6. Test du modèle dans sa version initiale

Après la formulation du modèle, on le soumet au test de validation sur les essais de calage qui ont été choisis auparavant et les paramètres sont regroupés dans le tableau 2.

Tableau 2. Jeu de paramètres du modèle dans sa version initiale

E_A	υ	φ	a	ψ	α_g
400bar	0.3	35°	75	32°	13

La figure2 représente le résultat de simulation des essais de compression drainée à différentes pressions de confinement (100,200et 400KPa) réalisés par Mohkam sur le sable d'Hostun.

- En contrainte (Figure 2a), après une montée élastique, le déviateur de contraintes continue à croître progressivement jusqu'au palier, auquel il se stabilise pour des fortes déformations (rupture).
- En déformation (Figure 2b), la déformation volumique est contractante au début du chargement, puis elle devient dilatante jusqu'à la rupture.

Pour cet aspect, on remarque plusieurs points de divergence entre la simulation et les essais :

- Le déviateur, bien qu'ayant une pente initiale faible, croît un peu rapidement pour le modèle.
- La valeur du déviateur de contraintes est légèrement surestimée pour les fortes pressions de confinement.
- La déformation volumique, la phase de contractance est surestimée pour les faibles pressions de confinement et la phase de dilatance est surestimée par rapport aux essais.

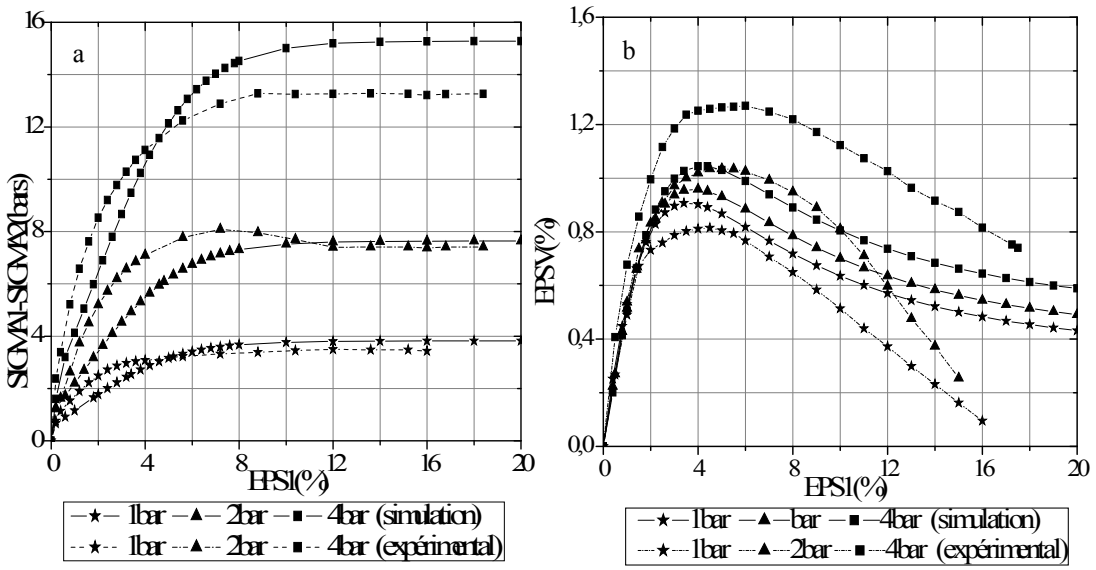


Figure2. Test du modèle de version initiale sur les essais de Mohkam, 1983

2.3. Version finale du modèle (radoucissement)

2.3.1. Adaptation du modèle

Du fait que certaines courbes expérimentales présentent une phase de radoucissement (écrouissage négatif), c'est la phase après pic.

Pour ce faire, il faut modifier la fonction d'écrouissage R_m. De nombreux modèles, comme celui de Hujeux, utilisent un écrouissage volumique dérivé des modèles de Cam- Clay [3].

On adoptera pour R_m l'expression suivante :

$$R_m = \left(1 - \exp\left(-a\varepsilon_d^P\right)\right)\exp(\mu\varepsilon_v^p) \tag{17}$$

On ajoutera dans le modèle ajoute un autre paramètre μ qui règle l'amplitude du pic de contraintes.

2.3.2. Test du modèle dans sa version finale

On reprend la simulation des mêmes essais avec la version initiale du modèle (Figure3). Les valeurs des paramètres sont données dans le tableau 3.

Tableau3. Jeu de paramètres du modèle dans sa version finale

E_i	υ	φ	a	ψ	α_σ	μ
400bar	0.3	35°	75	32°	13	10

On peut constater qu'on a bien l'effet recherché, à savoir le pic du déviateur, et la stabilisation progressive de celui-ci quand on atteint des déformations importantes (Figure 3a). Cependant ce pic apparaît trop tôt, ce qui est lié à l'apparition de la dilatance qui intervient trop rapidement dans le comportement modélisé. On remarque après apparition de la phase de contractance-dilatance, la déformation se stabilise pour les grandes déformations (Figure 3b).

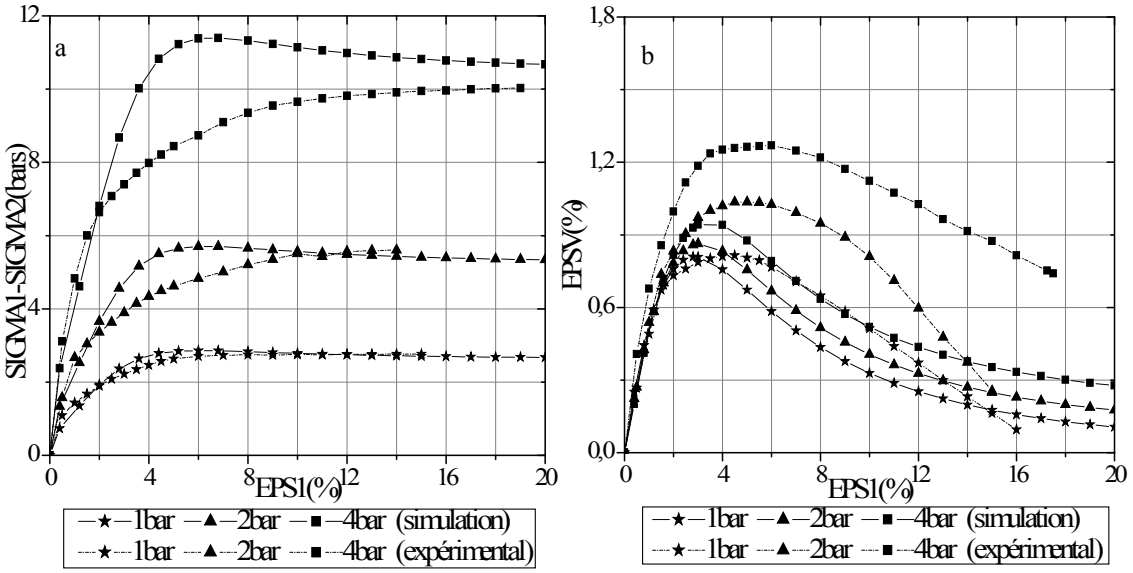


Figure3. Test du modèle de version finale sur les esssais de Mohkam, 1983

3. PRESENTATION DE LA VERSION CYCLIQUE

Dans le cas du chargement non monotone, qui est celui que l'on rencontre toujours pour les structures pétrolières, les modèles élastoplastiques à écrouissage isotrope se révèlent inefficaces, puisqu'un déchargement rechargement est toujours élastique tant que le point actuel de contrainte reste à l'intérieur de la structure de charge, ce qui est manifestement contredit par l'expérience.

2.4. Formulation proposée d'écrouissage cinématique à mémoire discrète

On peut, en première approximation, considérer qu'à tout moment il existe une surface de charge cinématique« F_c ». Celle-ci est définie par rapport à un axe de référence lié à l'histoire antérieure du chargement. Son ouverture est définie par un écrouissage isotrope similaire à celui figurant dans « F_m » que l'on appelle « Surface de charge primaire » [1] :

$$F_c\left(q, p, \varepsilon_d^p, n_c\right) = \left|q - T_C\right| - M_f\left(p + C\right)R_c \tag{18}$$

R_c représente la fonction d'écrouissage en régime cyclique. Son évolution ne tient compte que de la déformation plastique déviatorique « ε_d^P »cumulée pendant le chargement depuis la dernière inversion :

$$R_c(\varepsilon_d^P) = 1 - \exp\left(-a_c \varepsilon_d^P\right) \tag{19}$$

Initialisation donc R_c à la valeur initiale R_0 à chaque inversion du sens de chargement.
Le paramètre « T_c » est très important, il définit une rotation de la surface cinématique « F_c ». Sa règle d'évolution constitue un élément clé dans cette approche. On peut donc définir une règle d'écrouissage cinématique en liant le paramètre « T_c »à la position actuelle de la surface de charge cinématique, et celle occupée à l'inversion du sens de chargement (définie par R_i) :

$$T_c = (R_i - n_c \cdot R_c) \times M_f (p + C) \times R_c \tag{20}$$

n_c est un vecteur définissant la direction de la normale extérieure à la surface de charge au point d'inversion.
Notons que le fait de supposer la même règle d'écrouissage isotrope, en monotone et en cinématique, la surface de charge primaire, lors des cycles en déformations alternées, n'est mobilisée qu'une seule fois après la première inversion. Ainsi, à part le premier cycle, tous les autres cycles seront des boucles fermées et superposées. Ce qui veut dire que l'écrouissage cyclique n'évoluera pas après un cycle de chargement.
Compte tenu qu'une description réussie des effets cycliques consiste essentiellement à modéliser correctement la variation de la rigidité. Nous proposons, pour obtenir une évolution progressive de l'écrouissage cyclique, de faire varier le paramètre « a_c »à chaque inversion, en fonction de la déformation plastique déviatorique ε_d^P cumulée au cours des cycles précédentes ε_d^P , selon l'expression suivante :

$$a_c = a\left(1 + \left(\varepsilon_d^P / b + \varepsilon_d^P\right)\right) \tag{21}$$

La généralisation du modèle aux chargements cycliques introduit donc un seul nouveau paramètre b par rapport aux versions monotones.

2.5. Simulation des essais drainés à déformation alternée
Il s'agit d'essais triaxiaux de chargement cyclique sur le sable lâche d'Hostun à partir des essais en compression drainée, les paramètres du modèlesont récapitulés dans tableau 4.

Tableau 4. Jeu de paramètres pour les essais de Mohkam1983

Les paramètres	E_A	υ	φ	a	ψ	α_σ	b
Lâche d'Hostun	400bar	0.3	35°	75	32°	13	0.2

Les résultats de la reproduction de ces essais sont illustrés sur la figure 4.

- La prédiction du déviateur de contrainte (Figure 4a) est correcte pour le premier cycle qualitativement. Par contre, on remarque que la valeur de q en phase de chargement primaire est moins importante que celle observée expérimentalement, et en décharge, après une pente initiale qui est bien reproduite, le modèle surestime le déviateur de contrainte.
- Au cours des sept premiers cycles de chargement, le déviateur de contrainte augmente progressivement. Ce qui montre clairement l'importance de l'introduction de l'écrouissage cyclique dans le modèle.
- Concernant l'évolution de la déformation volumique : la figure 4b montre que la première inversion a eu lieu dans le domaine contractant qui est plus important que celle observée expérimentalement, l'accumulation des erreurs dans les cycles suivants génère un grand écart au septième cycle.

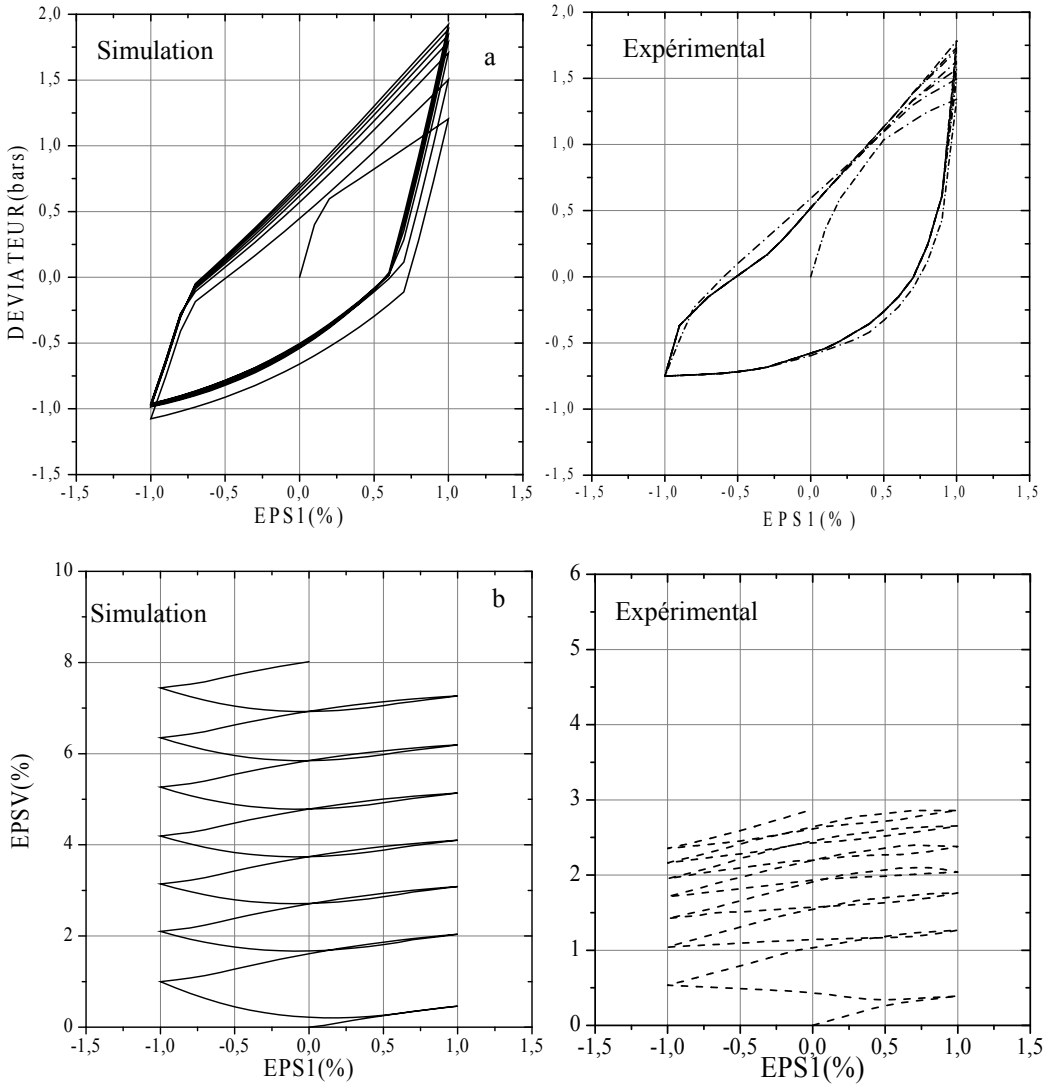


Figure 4. Essai triaxial cyclique drainé à déformation imposée

Sur le sable lâche d'Hostun (p_c =100KPa)

4. CONCLUSION

Le modèle développé dans cette étude est destiné à décrire le comportement des sables sous chargements monotones et cycliques.

- En chargement monotone, le modèle décrit bien les aspects observés expérimentalement : le pic et l'état limite pour les courbes de contrainte-déformation axiale et l'état critique et caractéristique pour les courbes de déformation volumique. Cependant, on obtient en général des courbes peu différentes d'un essai sur l'autre, ce qui traduit les observations faites sur les courbes expérimentales dont on avait noté la relative insensibilité aux évolutions de pression de confinement
- L'introduction de l'écrouissage cinématique a permis de généraliser le modèle aux chargements non monotones. Ainsi, la reproduction des essais triaxiaux cycliques drainés à déformation imposée est très encourageante : elle montre que des phénomènes importants comme l'augmentation de la résistance au cisaillement, pendant le cyclage, sont correctement traduits par le modèle.

Bibliographies

[1] BENCHEIKH B. (1991) «Interaction sols-structures : Modélisation et résolution numérique » Thèse de doctorat présentée à l'Université des Sciences et Techniques de Lille.

[2] CHEHAD W. (1991) «Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux - Application aux modèles élastoplastiques des sols » Thèse de doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille.

[3] LANCELOT L. (1990) «Etude expérimentale et modélisation du comportement des poudres de l'industrie chimique » Thèse de doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille.

[4] LANCELOT L. et SHAHROUR I. (1996) «An elasto-plastic constituve model for the behaviour of chemical powders at low stress » Laboratoire de mécanique de lille.

[5] LI X-S (1997) «Modeling of dilate shear failure» Journal of geotechnical and geoenvronmental Engineering.

[6] TAN C-H. (1990) « Développement d'un modèle élastoplastique pour le comportement des matériaux granulaires sous sollicitations non monotones complexes »Thèse de doctorat, Université des Sciences et Techniques.

ETUDE DE L'EFFET DES PARAMETRES GEOMETRIQUES SUR LA STABILITE DES TALUS NATURELS

SEKHAL Adjel Ahmed[1], BENDANI Karim[2], BENSMAIN Hamza[3]

[1] *Laboratoire EOLE, Faculté de technologie, Université de Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie*

[2] *Laboratoire LCTPE, Faculté des sciences et de la technologie, Université de Mostaganem, Algérie*

[3] *Département de Génie Civil, Faculté des sciences et de la technologie, Université de Mostaganem, Algérie*

sekhaladjel@yahoo.fr , bendanik@yahoo.fr , finy@live.fr

Thème N° 3 : Comportement des structures et des sols.

Résumé *: Le glissement de terrain consiste à un phénomène très important en géotechnique car il est l'origine de nombreux dommages pour les ouvrages en génie civil. Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans les constructions des routes, des canaux, des digues et des barrages, sous l'effet de séisme, l'écoulement des eaux souterraines ou les actions mécaniques externes. En outre certaines pentes naturelles peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoque des pertes humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.*

Notre travail consiste à décrire les différentes méthodes de calcul de stabilité des talus, pour déterminer le coefficient de sécurité. Un cas pratique a été étudié par un code informatique écrit en langage FORTRAN 90 en employant la méthode de BISHOP simplifiée, on a utilisé aussi l'abaque de Taylor-Biarez comme méthode graphique et un logiciel appelé SLOPE. L'étude a été complétée par l'analyse de l'influence des paramètres géométriques sur la stabilité totale du versant naturel.

Mots-clés*: Glissement, Talus, Coefficient de sécurité, Code informatique, Paramètre géométrique.*

1. INTRODUCTION

Le glissement de terrain est considéré comme un danger naturel, permanent rencontré dans tous les pays du monde. Les effets de glissement peuvent engendrer des dégâts humains et matériels qui peuvent être très onéreux, dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention. Ce phénomène est un mouvement qui se développe dans les massifs de sol meubles, généralement argileux [1]. Il se produit dans des circonstances très variées, affectant divers types d'ouvrages. Les facteurs déclenchant sont :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc...) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

Pour cela, il faut compte tenu de ce phénomène et de leurs dangers, de prendre les précautions nécessaire pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

2. METHODE DE CALCUL DE STABILITE

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_S. Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture : si ce facteur Fs<1,5 on dit que notre talus est instable [2].

Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- Méthodes globales : On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des contraintes se trouve entre deux répartitions extrêmes en cas de rupture circulaire (méthode de Taylor-Biarez).
- Méthode des tranches : la répartition des contraintes se déduit d'un calcul d'équilibre des tranches verticales (figure 1) [3] (méthodes de Bishop et Fellenius).

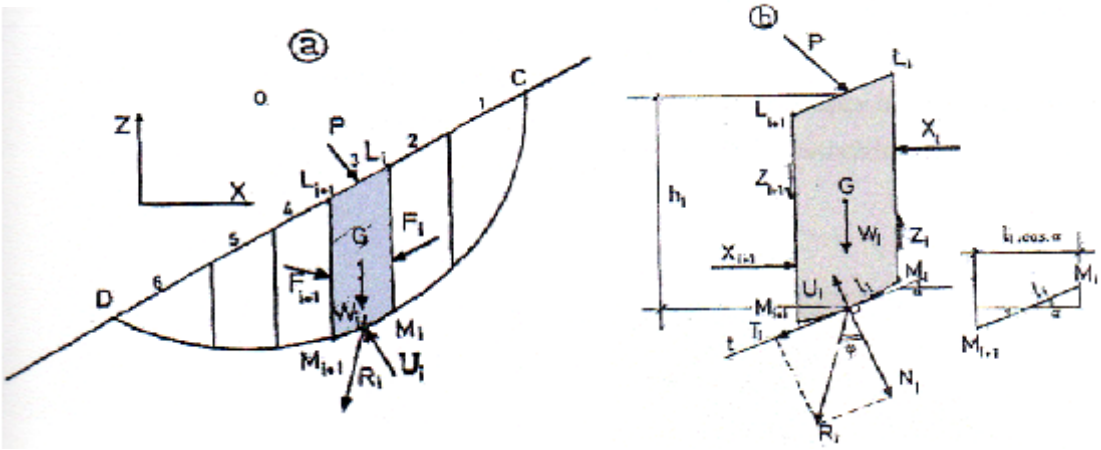


Figure 1: *a) Schéma générale. B) Equilibre d'une tranche.*

Dans notre travail, on a effectué une étude de stabilité d'un talus connu suivant les méthodes suivantes :

- Méthode graphique par abaque de Taylor-Biarez.

- Méthode de Bishop simplifiée par un code de calcul (en langage FORTRAN 90).

- Méthode de Bishop et Fellenius par le logiciel SLOPE.

Les paramètres retenus pour le calcul de stabilité selon le laboratoire L.N.H.C sont rassemblés dans le tableau 1 :

Tableau 1. *Les paramètres géotechniques du talus.*

Couche	γ_h(KN/m^3)	C(KPa)	φ(°)
Argile marneuse	20	15	7°

Considérons les données suivantes (figure 2) :

- Un talus de hauteur H=13.44m.
- La largeur horizontale de B=38.3m.
- L'angle d'inclinaison moyenne α=19°.

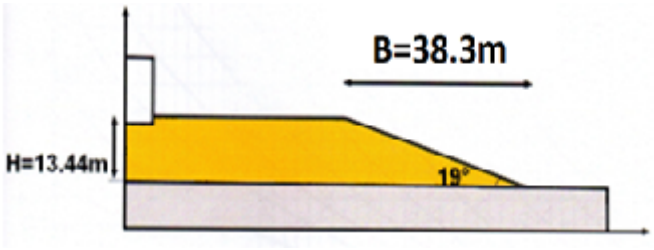


Figure 2 : *Les paramètres morphologiques du talus.*

2.1. Méthode de Taylor pour un milieu cohérents à frottement interne :

Cette propriété a été mise graphiquement en application par J.Biarez qui présente l'abaque de Taylor. Cet abaque est particulièrement pratique (Figure 3).

Considérons un talus de hauteur H et de pente β_i taillé dans un sol de caractéristiques γ_i, C_i, φ_i [4]. Si A est le point figuratif correspondant à H, γ_i, C_i et φ_i, le point B étant celui ou la droite OA recoupe la courbe correspondant à β [5], le coefficient de sécurité globale est défini par (1) :

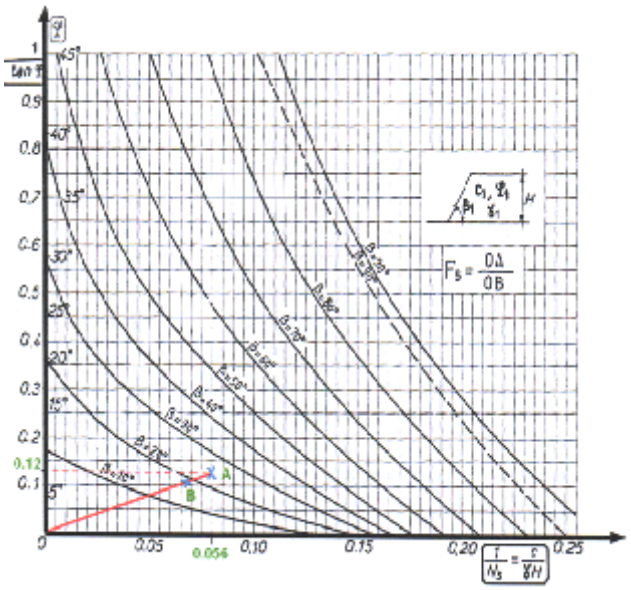


Figure 3 : *L'abaque de Taylor-Biarez.*

Avec : $F_S = \dfrac{OA}{OB}$ (1)

$$\frac{1}{N_S} = 0{,}056 \quad et \quad tg\,\varphi = 0{,}12$$

$$F_S = \frac{OA}{OB} = \frac{6,5}{5,6} = 1,16$$

2.2. Méthode de Bishop simplifiée par un programme en langage FORTRAN 90

Pour faciliter le calcul par itérations successives, on a développé un programme en langue FORTRAN [7] (figure 4) qui détermine la valeur de F_S en utilisant la formule de Bishop simplifiée (2).

$$F_S = \frac{1}{\sum_i^m W_i . \sin \alpha_i} . \sum_i^m \frac{W_i . tg\varphi_i + C_i . b}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{tg\varphi_i}{F_S}} \qquad (2)$$

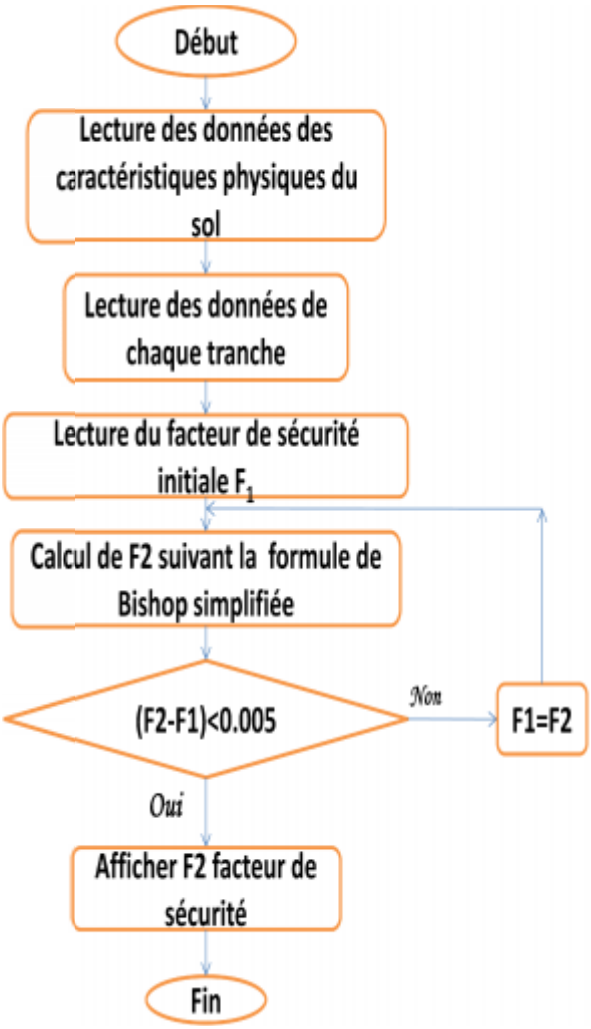


Figure 4 : *L'organigramme du programme Fortran on utilisant la méthode de Bishop simplifié.*

Après l'exécution du programme, on a reçu les résultats illustrés dansa le tableau 2.

Tableau 2. *Les coefficients de F_s obtenus par le programme FORTRAN.*

N° Cercle	Fs
C_0	1.0385
C_1	1.1765
C_2	1.0872
C_3	1.0930
C_4	1.0908

Le facteur de sécurité le plus faible correspondant le cercle du centre C_0. Le coefficient de sécurité relatif à ce cas est : F_S =1.0385.

2.3. Calcul du facteur de sécurité à l'aide du programme SLOPE

Le programme SLOPE est un programme d'analyse de stabilité des pentes qui permet de calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphique du volume instable correspondant. Les méthodes de calcul du F_s intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellenius et celle de Bishop.

3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Le tableau 3 présente les résultats du F_S par les différentes méthodes.

Tableau 3. *Les résultats de calcul du coefficient de sécurité Fs par les différentes méthodes.*

La méthode de calcul	Fs
La méthode graphique par l'abaque Taylor-Biarez	1.16
Méthode de Bishop simplifiée par le code en rogramme FORTRAN	1.0385
méthode Fellenius par logiciel SLOPE	1.154
méthode Bishop par logiciel SLOPE	1.157

D'ou : F_S<1,5. Les résultats confirment que le terrain est instable, donc il est nécessaire d'utilisé un moyen de confortement pour ce talus.

On remarque que la méthode de Bishop simplifié donne généralement des facteurs de sécurité plus faible que la méthode de Bishop a cause des hypothèses simplificatrices (V_n-V_{n+1}=0) quelque soit la tranche considérée [6].

On constate que les écarts peuvent atteindre 10% entre la méthode de Bishop simplifiée et les autres méthodes de calcul, ceux-ci nous conduit dans le sens de sécurité [7]. Par contre il-y-a une différence légère entre les résultats de calcul du coefficient entre la méthode de Fellenius et celle de Bishop.

➢ *Influence des paramètres géométrique sur la stabilité du talus :*

Pour L'étude de l'influence des paramètres géométriques, on a utilisé le logiciel SLOPE, donc on a modifié l'angle d'inclinaison du talus initiale α=19°, et ensuite on calculé le coefficient de sécurité F_S pour tous les différents angles α, les résultats sont illustrés sur le tableau 4 et représentés dans un graphe (figure 5).

Tableau 4. *Résultats de calcul du coefficient Fs par le logiciel SLOPE.*

H	13.44	13.44	13.44	13.44	13.44
L	38.30	43.96	50.16	58.21	69.14
Angle α	19°	17°	15°	13°	11°
Fellenius	1.154	1.301	1.475	1.812	2.104
Bishop	1.159	1.304	1.479	1.838	2.123

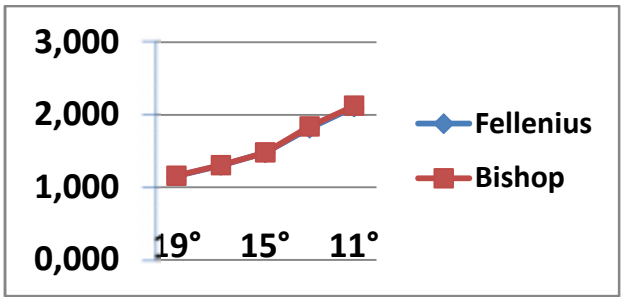


Figure 5 : *Influence d'angle α sur les coefficient de sécurité F_S.*

Dans le tableau 4, on constate que les résultats du coefficient de sécurité par les deux méthodes, croient avec le décroissement des angles α, ça veut dire que le décroissement du l'angle influe sur la stabilité total du talus et mène dans les sens de sécurité, à l'aide du graphe on vue qu'a partir de α= 14° nous somme dans la marge de sécurité c'est-à-dire F_S>1.5.

Donc, par un simple calcul du coefficient de sécurité par deux méthodes à l'aide du logiciel SLOPE, on a pu déduire l'influence directe des conditions géométrique comme l'angle α d'inclinaison du talus, sur la stabilité total du terrain naturel.

4. CONCLUSION

L'utilisation des méthodes de stabilité de talus sur un cas d'étude pratique nous a permis de trouver que le versant étudié est instable (Fs<1.5) ce qui nécessite un moyen de confortement, par exemple, construction d'un mur de

soutènement en béton armé [5] ou le renforcement par des géotextiles [8], ou reprofilage du talus par des actions de terrassements pour modifier la géométrie du versant [7].

Par un simple logiciel appelé SLOPE, on a étudié l'influence des paramètres géométrique sur la stabilité du terrain, par le calcul du coefficient de sécurité pour chaque angle α par les deux méthodes Fellenius et Bishop.

La méthode de Bishop simplifiée a été programmée en langage fortran pour mener les calculs et l'analyse de la stabilité des versants.

On a constaté qu'il-y-a une différence légère entre la méthode de Fellenius et celle de Bishop pour les résultats de calcul du coefficient, par ailleurs les écarts entre la méthode de Bishop simplifiée et les autres méthodes de calcul peuvent atteindre 10%, ceux-ci nous conduit dans le sens de sécurité.

Bibliographie :

[1] BENAISSA Abdelkader. (2008), Glissement de terrain étude de stabilité.
[2] BOUAFIA Ali. (2010), Introduction à la dynamique des sols.
[3] GOURDACHE GHANI, Stabilité d'un remblai sur sol compressible renforcé par drains de sable, thèse de Magister.
[4] J.Costet & G.Sanglerat. (1981), Cours pratique de mécanique des sols, Tome I.
[5] J.Costet & G.Sanglerat. (1981), Cours pratique de mécanique des sols, Tome II.
[6] OULD Amer Ali & LARBAOUI Khadîdja. (2007), Etude d'un cas de glissement de terrain de Sidi Ahmed (Université de Béjaia).
[7] SEKHAL Adjel Ahmed. (2011), Glissement de terrain, Etude de stabilité des talus, thèse de Master (Université de Mostaganem).
[8] ZEGHINA Hakim. (2007), Comportement Dynamique d'un Talus Renforcé par des Géotextiles, thèse de Magister (Université de Batna).

Etude d'amélioration d'un sol d'encroûtement calcaire de la région de Djelfa

E. Elbahi[1], M. Smail[2], B. Elbahi[2], A.A. Sekhal[1]

[1] *Laboratoire EOLE, Faculté de technologie, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie*

[2] *Département de Génie Civil, Université Djelfa, Algérie*

bah.bach@yahoo.com

Thème N° 8 : *Techniques d'amélioration des Sols.*

Résumé : *Les caractéristiques géotechniques des matériaux d'encroûtements calcaires, et notamment leur faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assise de chaussée à fort trafic. D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquente des fines argileuses les rend sensibles à l'eau. Notre étude s'inscrit dans le cadre de l'optimisation de l'emploi des matériaux locaux de la région de Djelfa dans le domaine de génie civil. L'objectif essentiel de ce travail est de stabiliser le tuf calcaire de la région de Djelfa par un traitement au ciment, et de voir l'influence de ce dernier sur l'indice de portance CBR et la résistance à la compression.*

Mots clé: *Tufs, Stabilisation, ciment, sol-ciment.*

I. INTRODUCTION

Depuis plusieurs années, on observe un accroissement économique dans différents domaines d'activité, à travers les différents programmes (programme de soutien à la croissance économique, programmes de consolidation à la croissance économique, programme des hauts plateaux...), suivi d'un investissement important dans la construction surtout dans le domaine du BTPH. Cet investissement se situe dans un contexte de contraintes de plus en plus sévères en matière de matériaux de construction.

L'Algérie et devant une flambée économique très importante vise la remise à niveau de son réseau routier. Cependant Il n'est pas économiquement raisonnable d'utiliser des matériaux couteux pour toutes les routes, mais il est nécessaire pour la sauvegarde du patrimoine national et dans un intérêt économique, de faire appel aux matériaux locaux pour la construction des corps de chaussées

Les tufs d'encroûtements calcaires couvrent une grande surface des zones subhumides de l'Algérie. Leurs utilisation comme matériaux de construction de chaussés date des années 56 à 57. Leur proximité souvent immédiate des tracés routiers, la facilité d'extraction et de mise en œuvre ainsi que la qualité des assises en tufs en ont en fait des matériaux économiques, abondement utilisés [1].

Avec l'augmentation du trafic une tendance actuelle vise à les abandonnées au profil de matériaux plus élaborés notamment la grave concassée et la grave bitume [3].

La demande de matériaux surtout les granulats, est en accroissement sans cesse. La production actuelle est insuffisante. Aussi les exigences techniques pour la réalisation de certains projets incitent les constructeurs à s'approvisionner sur des distances exagérées avec toutes les incidences financières qui en découlent

II. TRAITEMENT DE STABILISATION DES TUFS

Le traitement des sols au ciment est récent puisque la fabrication du ciment remonte aux environs de 1830. Le traitement des tufs est apparu en Algérie dans les années 58 à 59 (CW 77 reliant Ksar Chellala à la RN40). Il permet d'améliorer les caractéristiques des tufs qui, dans leur état naturel, ne peuvent être mis en œuvre (difficultés de réaliser des travaux de terrassement, problèmes de circulation des véhicules, difficulté d'obtention d'une compacité suffisante) et évite ainsi le recours à des solutions coûteuses (utilisation de la GC).

II.1. OBJECTIF DU TRAITEMENT

Les caractéristiques géotechniques des matériaux d'encroûtements calcaires, et notamment leur faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assise de chaussée à fort trafic. D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquente des fines argileuses les rend sensibles à l'eau [1].
L'objectif est double:
Rendre les matériaux monolithiques après prise du liant et éviter ainsi les risques d'abrasion, sous le trafic, de granulats insuffisamment durs.
Agglomérer les fines calcaires et neutraliser les fines argileuses pour rendre les matériaux insensibles à l'eau [5].

II.2. Choix du Ciment pour le Traitement de Sol

Le choix du type de ciment se fera sur différents critères:
- temps de prise assez long, pour la mise en œuvre;
- bonne résistance à moyen et long terme;

- bon rapport qualité/prix.

En principe, toutes les classes de ciments peuvent convenir pour le traitement des sols.

II.3. Etude de Traitement de Stabilisation

Cette étude permet de déterminer l'utilité ou non d'un recours au traitement et d'éliminer les encroûtements pour lesquels le traitement serait:
- superflu (le tuf non traité est satisfaisant);
- Trop onéreux: trop argileux, trop couteux pour le de traitement envisagé;[4]

Elle permet aussi d'évaluer, en première approximation les dosages à apporter.

II.4. Etapes de l'étude de Traitement :

- Composition granulométrique
- Indice de plasticité (limites d'Atterberg) :
- Valeur de bleu de méthylène de sol:
- présence de matières organiques
- Analyse chimique sommaire sulfates (gypse, plâtre) Chlorures (sel de gemme) c Teneur en $CaCo_3$

II.5. Etudes de Formulation

- Essai de résistance au poinçonnement (CBR après 4 jours d'immersion)

L'étude de formulation est menée en deux:

- Sur les matériaux naturels:
- Sur les matériaux traités

- Essai la résistance à la compression

III.ETUDE EXPERIMENTALE D'UN TUF D'ENCROUTEMENT CALCAIRE DE LA REGION DE DJELFA

Le tuf calcaire représente une ressource économiques importantes en matériaux routiers, du fait qu'ils sont des matériaux de substitution intéressantes pour remplacer les utilisation des granulats nobles dont l'emploi pourrait être réservé aux usages pour lesquels ils sont indispensables[2].

Pour ses raisons, les tufs d'encroûtement méritent d'être utilisés comme matériaux de construction en corps de chaussées.

Pour l'optimisation de l'emploi de ces matériaux, cette étude d'expérimentation a pour objet la stabilisation d'un tuf calcaire de la région de Djelfa par traitement au ciment.

III.1. Necessite de L'emploi des Materiaux Locaux

La wilaya de Djelfa et seulement pour son réseau de chemins communaux propose pour (la réhabilitation et la construction neuve) un linéaire important 1280 km pour le programme triennal 2012- 2015. Cela se passera par plusieurs actions parmi lesquels nous citons (l'entretien, la réhabilitation, la modernisation, le renforcement; et la construction neuve).

Toutes ces actions nécessite de matériau de bonnes caractéristiques géotechniques, l'emploi des granulats seulement s'avère onéreux, ce matériau noble qui présente une réserve épuisables pourrait être réservé aux usages pour les quels ils sont indispensables (réseau principale de niveau 1).

III.2. Résultats d'essais en Laboratoire :

Des prélèvements d'échantillons de matériaux d'encroûtement calcaire ont été effectués au niveau d'un gite situé à la sortie sud de la ville de Djelfa

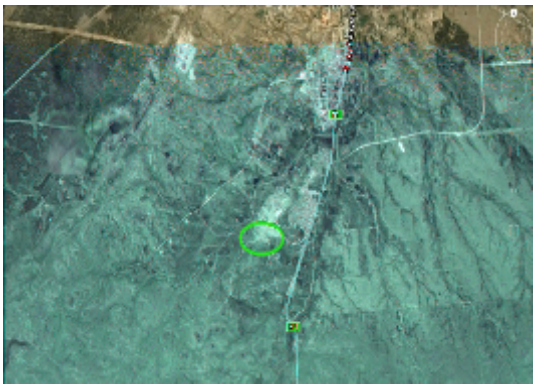


Figure1 : plan de situation de GITE.

Tableau 1(a): Les résultats d'analyses de tuf non traité.

Provenances	**<80µ (%)**	**IP**	**γd opm (t/m)**	**ω_{opm} (%)**	**I_{CBR}**
Tuf	63.3	13.24	19.3	10.2	8.60

Tableau 1(b): Les résultats d'analyses de tuf non traité.

Rc bars	Matière Organique (%)	CaCo3 (%)	Cl (%)	So4 (%)
5	1.9	63	0.53	traces

III.3. Examen des Résultats d'indentification:

Le pourcentage de fins pour l'échantillon analysé est 63.3% et les mesures de plasticité de ces fins sont élevées (13,24 > 12) donc on est en présence d'un tuf moyennement argileux. L'indice de plasticité est le critère le mieux adapté pour ce cas. Le teneur en CaCO3 ont montré des taux dépassant les 60% ce qui montre que les matériaux de cette région appartiennent la famille des encroûtements calcaires.la teneur en matière organique est de 1.9% <3%, elle ne nécessite pas une étude spécifique.

L'ensemble des résultats d'essais de comportement obtenu sont consignés dans les tableaux donné ci- après.

Tableau 2: résultats CBR imbibé et immédiat.

Pourcentage de ciment (%)	Proctor modifié		I_{CBR} imbibé	I_{CBR} immédiat
	ω opm (%)	γd opm		
0%	10.2	1.93	8.60	42.49
1%	11.2	1.91	72.52	56.47
2%	11.3	1.93	147.97	73.49
3%	11.6	1.90	179.39	81.48

III.4. Examen des Résultats de Comportement:

Les caractéristiques Proctor obtenues au laboratoire ont servi pour la préparation des essais de compression sur les éprouvettes type sol-ciment.

On remarque que la densité sèche n'a pas été améliorée avec l'ajout de ciment et même elle décroit avec l'accroissement de la teneur en eau.

Les résultats de portance CBR immédiat varié de peu avec la variation de la teneur en ciment; par contre, l'indice CBR imbibé croit considérablement en fonction de la variation du pourcentage en ciment qui passe de:

8.60 (sans ciment) à la valeur de 72.81 avec un ajout de 1% de ciment.

Donc, on peut dire que l'ajout de ciment de l'ordre de 1% augmente de 100% et plus la portance CBR des tufs. Il est certain que le ciment joue énormément sur la cohésion et surtout sur la stabilité vis-à-vis de l'eau

Résistance a la compression des 'éprouvettes traitées au ciment:

On remarque que lors de la conservation à l'aire libre des éprouvettes, sous paraffines pendant 07 jours, le ciment n'apporte pas de gain significatif de résistance sauf pour 3%.

Tableau 3 (a): résultats de la résistance à la compression.

Pourcentage de ciment (%)	**ω en eau**	**γd opm**	**γd à 95%opm**	**ω en eau**
0%	10.2	1.93	1.83	10.2
1%	11.2	1.91	1.81	11.2
2%	11.3	1.93	1.83	11.3
3%	11	1.90	1.80	11

Tableau3 (b): résultats de la résistance à la compression

Résistance à la compréhension simple, les éprouvettes conservées sous paraffine			
®7j (kg/cm^2)	(R') 7j+7j (kg/cm^2)	® 14j (kg/cm^2)	Rapport R'/R
05	Désintégrée	05	/
06	01	05	0,2
06	10	10	1
13	15	16	0,93

Les résistances (R) des éprouvettes sous paraffines pendant 14 jours sont satisfaisantes pour une teneur en ciment de 2à3%.

Les résistances (R') des éprouvettes sous paraffines pendant 7 jours et 07 jours en immersion sont satisfaisantes pour une teneur en ciment de 2 à 3%.

IV. LA RELATION ENTRE L'INDICE CBR IMBIBE ET L'AJOUT DE CIMENT:

Tableau 4: La relation entre l'indice CBR imbibé et l'ajout de ciment.

Pourcentage de ciment (%)	0%	1%	2%	3%
I_{CBR}	8.60	72.52	147.97	179.39

On remarque que l'ajout de ciment conduit à l'augmentation de l'indice CBR.

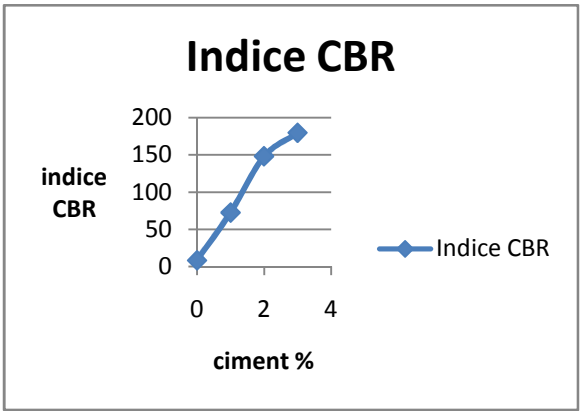


Figure 2: La relation entre l'indice CBR imbibé et l'ajout de ciment.

V. INFLUENCE DU TRAITEMENT SUR LE DIMENSIONNEMENT:

Pour un trafic de 1511pl/j/sens,

On a la formule de dimensionnement par la méthode CBR

$$E=[100+(75+50\log(N/10))\sqrt{P}] \ / \ (Icbr+5) \qquad (1)$$

- e : épaisseur de corps de chaussée
- p: charge par roue p=6.5 t (essieu13t)
- log: logarithme décimal
- ICBR: indice CBR
- N: trafic de poids lourd
- N=1511pl/j/sens

- P=13t

Epaisseur de corps de chaussée pour 0% de ciment

ICBR=8.60

e =56.12 cm

Epaisseur de corps de chaussée pour 1% de ciment

ICBR=72.52

e =9.84 cm

Epaisseur de corps de chaussée pour 2% de ciment

ICBR=147.97

e =4.99 cm

Epaisseur de corps de chaussée pour 3% de ciment

ICBR=179.39

e =4.25 cm

Tableau5: Influence de traitement au dimensionnement.

Epaisseur	56.12	9.84	4.99	4.25
Pourcentage de ciment(%)	0%	1%	2%	3%

L'ajout de ciment conduit à une diminution remarquable de l'épaisseur de corps de chaussée.

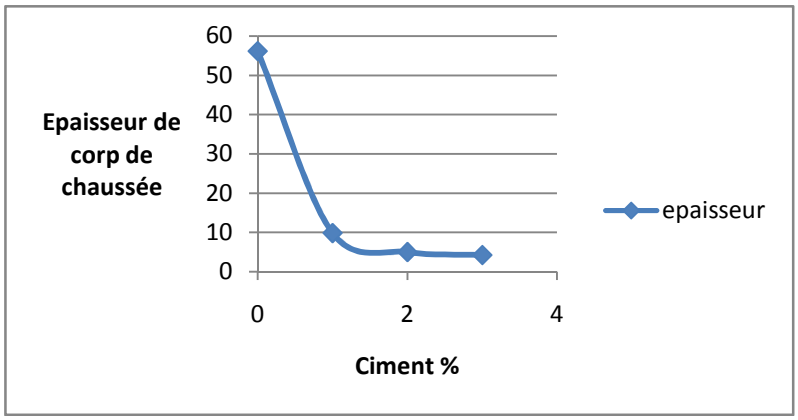


Figure 3: influence de % de ciment à l'épaisseur de corps de chaussée.

VI. ETUDE COMPARATIVE

Cette étude portera sur l'utilisation d'un tuf stabilisé en ciment et d'un grave concassé en couche de base. Les prix pratiqués sont des prix de fourniture et pose.

Tableau 5 : Densité de Grave et de tuf.

Matériau	Densité T/m^3
Grave	2,20
Tuf	1,93.

Les dosages en ciment par 1m^3 de tuf est de :

Tableau 6 : Poids de ciment utilisé.

Matériau		Quantité/m^3	Unité
Tuf		1,92	T
Ciment	2%	38,5	kg
	3%	57,5	kg

D'après les prix moyens pratiqués pour l'année 2011(source DTP Djelfa).

Tableau6 : les prix estimatif de tuf traité

Matériau		Q	Unité	PU	Montant DA/m^3
Grave		1	m^3	1300	1300
Tuf		1	m^3	350	350
Ciment	2%	38,4	kg	14	539
	3%	57,5	kg	14	805

D'après cet exemple de calcul sommaire ont remarque que pour 3% de ciment le tuf stabilisé est plus économique que la grave concassée.

VII. CONCLUSION

La stabilisation du tuf d'encroûtement calcaire permet l'augmentation de la portance du matériau de faibles caractéristiques géotechniques et maintien de celle-ci dans le temps, et l'obtention de la résistance à l'eau de la

couche réalisée, ce qui lui permet de réduire la quantité mise en œuvre, d'assurer la pérennité de la construction dans le temps qui veut dire augmenter la durée de vie de la structure et réduire les coûts d'entretien).

La concrétisation de planches expérimentales de stabilisation des tufs est une nécessité absolue pour conduire les différents projets du secteur des travaux publics à des coûts économiques.

. Notre investigation laisse la porte ouverte sur d'autres contributions pour enrichir ce mémoire et approfondir encore plus le thème d'actualité et d'importance fondamentale qui est la promotion et la vulgarisation de l'utilisation des matériaux locaux.

BIBLIOGRAPHIE:

[1] Alloul B., Traore A. et Dembele I. 2006 " The Transaharian in Algeria: A road for developing countries in Africa " IAEG paper number 739.
[2] Colombier G., 1988 " Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières –Synthèse, ISTED.
[3] Morsli M. 2007 "Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharienne" thèse de doctorat d'état école nationale polytechnique, Alger.

[4]ALLouL B, Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'ALGERIE en vue de leur valorisation routière. Thèse de docteur 3ème cycle Université PARIS.

[5] BEN DHIA m. ,Les tufs et encroutement calcaires dans la construction routière.

Thèse de doctorat 3ème cycle-Université de PARIS.

CONCEPTION PARASISMIQUE : PROTECTION ET CONCEPTION

BOUALLA NABILA[1], MAADEN Hafsa[2], DOUHI Bouabdellah Réda, et ABDELHADI Houari[3]

[1,2,3] LABORATOIRE MATÉRIAUX, SOL ET THERMIQUE / DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL / UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ORAN U.S.T.O. M.B. BP. 1505 EL M'NAOUR - ORAN, ALGÉRIE.
**E-MAIL : nibrasnabila@yahoo.fr*

Thème N° x :3

Résumé

Lors de toute catastrophe naturelle, on se doit de protéger avant tous les hommes qui, près des lieux du désastre, courent un danger. Cela implique à la fois une connaissance scientifique du phénomène ainsi que la maîtrise des moyens techniques pour y faire face, et une considération totale du problème : les risques du séisme dépendent de l'activité tectonique, ainsi que de la nature du sol, caractéristiques régionales mises en relation avec les informations provenant du reste du monde, ce qui nécessite une bonne organisation à l'échelle planétaire.
Dans cette optique, partant de l'échelle du globe, nous présenterons les caractéristiques principales des séismes, afin d'obtenir une connaissance générale du phénomène, pour nous permettre en passant à l'échelle locale, d'introduire les notions de prévisions et de prédictions. Nous nous intéresserons à cet égard à la protection parasismique, c'est à dire propre à s'opposer aux effets des séismes, en nous occupant plus particulièrement de la modélisation.

Mots –Clés : *Construction parasismique, Séisme, Protection, Conception*

1. INTRODUCTION

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.
Les premières exigences, lors de la conception d'une construction, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes ayant directement attrait à la construction de ponts en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.
Les calculs sismiques ne constituent qu'une ligne directrice de l'étude, il ne faut leur accorder qu'une confiance raisonnée. Une des tâches du projeteur est donc de prendre en compte, au moins qualitativement et dès le début de l'étude, le caractère multiforme des réponses possibles et la déviation par rapport au modèle théorique. En somme, il doit considérer une marge d'erreur. De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général car il faut tenir compte de l'action sol-fondation-structure.
Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse (c'est à dire les sollicitations, les contraintes, les déplacements ainsi que les déformations) d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. Ce calcul qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation qui rend nécessaire une démarche fondée sur des considérations probabilistes.

2. LA PREVISION DES SEISMES

La prévision est fondée sur l'hypothèse de la récurrence des grands séismes sur les mêmes failles. Elles s'appuient sur l'historique ou la sismicité du passé et sur les mécanismes de la tectonique des plaques. Les prévisions sont d'une importance capitale dans la prévention civile.

2.1. La sismotectonique

La détermination de l'aléa sismique local passe par la compréhension des failles actives. Il consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont l'occurrence sur le site est à considérer comme possible. Le grand séisme de Tangshan, Chine, le 28 juillet 1976 a fait 500 000 morts : en effet la ville était construite sur une faille non répertoriée. Cet exemple nous montre que la connaissance de la répartition des failles est d'une importance capitale pour la localisation des zones à risques. On considère que les zones à faibles risques sont constituées par les noyaux des continents ainsi que les plateaux rocheux alors que les zones de contacts entre les différentes plaques ont une forte activité tectonique nous permettant de définir des zones à hauts risques. On en vient alors pour protéger les hommes à établir une cartographie géologique des réseaux de failles.

2.2. La sismicité du passé

Pour repérer les zones à risques, il est nécessaire d'utiliser les ressources historiques afin d'élargir la fenêtre d'observation. En effet pour tenter de prévoir les catastrophes naturelles et en limiter les effets, cultiver la mémoire de ces événements est encore le plus sûr outil à la disposition des hommes. Ceci constitue une étude macroscopique du phénomène, à partir de toutes ces données on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.
Le problème est alors de savoir si tous les événements ont été pris en compte : les secousses de faibles importances, les séismes dans des zones désertes, ainsi que ceux qui sont imperceptibles et qui par conséquent ne sont pas répertoriés font que, même dans une zone dite sans risque, il est possible qu'un séisme majeur se produise (effet réservoir).
Pour la sensibilisation des populations cette connaissance du passé est donc très importante, les scientifiques pensent avoir répertorié la quasi-totalité des séismes ayant une intensité supérieure à 7,5 une grande partie de ceux dont l'intensité est comprise entre 4,5 et 7,5, bien qu'ils pensent qu'ils ne connaissent qu'une partie infime de ceux dont l'importance est inférieure à 4,5. Pour des événements survenus il y a quelques milliers d'années on fait appel à la paléosismologie. On sait maintenant que bon nombre de failles sont réactivées car elles constituent des régions sensibles de la croûte terrestre.
C'est pourquoi la connaissance de la sismicité historique permet d'évaluer les régions à risques et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Ce repérage doit cependant être affiné par l'étude des failles actives.

2.3. L'accélérogramme

L'étude de l'accélérogramme permet d'accéder à la période des oscillations du sol et leurs amplitudes maximales. On définit ainsi les limites supérieures auxquelles devront résister les bâtiments en cas de séisme. Ces limites sont déterminées par les spectres de réponses obtenus en considérant un grand nombre d'oscillateurs élastiques linéaires caractérisés par leurs masses et leurs raideurs et dont les périodes propres balaient une plage de valeurs courantes dans les structures de génie civil.

3. LES PRECURSEURS DES SEISMES

L'étude des précurseurs des séismes est la prédiction. Cette méthode à court terme est fondée sur l'observation de phénomènes géophysiques anormaux, tels que : des déformations du sol, une microsismicité élevée, une variation du niveau d'eau des puits, une activité de gaz radon en sous-sol ou des perturbations électromagnétiques.

3.1. Les méthodes de prédiction

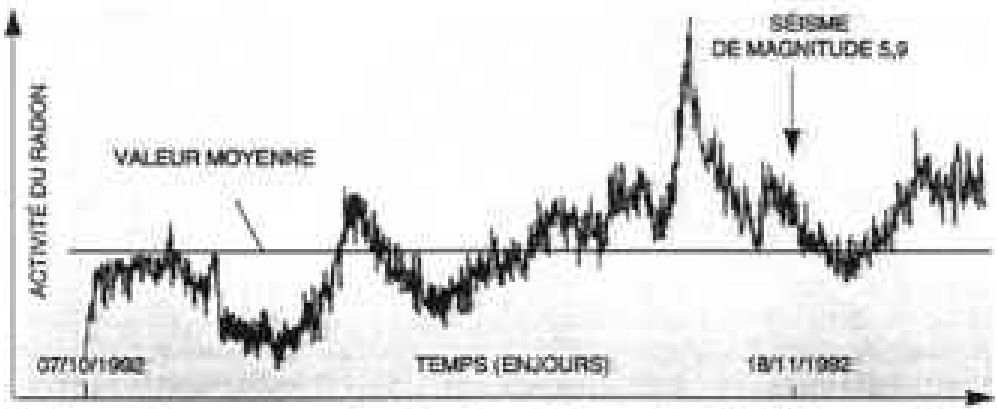
Ce sont des lois statistiques qui nécessitent de grandes quantités d'informations sur les phénomènes utilisés comme précurseurs. On distingue deux grandes méthodes :

- La méthode M8 (magnitude 8), méthode faisant appel à des catalogues de sismicité locale permettant de déterminer un seuil à partir duquel un séisme est prévu dans les trois ans à venir. Cette méthode donne de bonnes prédictions mais aussi de fausses alertes.
- La méthode VAN (du nom du groupe de chercheurs grecs, Varotsos, Alexopoulos et Nomikos, proposée en 1981) : on mesure le potentiel électrique entre deux électrodes plantées dans le sol. Les variations de ce potentiel sont interprétées comme des signes avant coureurs des séismes. Cependant cette méthode n'est pas encore validée, les mécanismes mettant en jeu ces signaux étant encore mal connus. En effet, la mise en corrélation des diverses mesures est encore sujette à polémique et à interprétations.

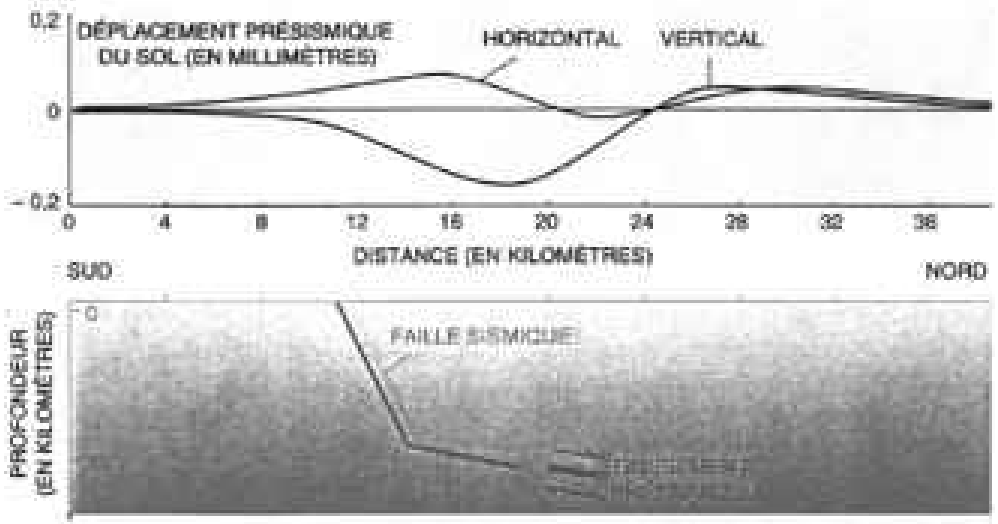
3.2. Origine probable des précurseurs

C'est à une dizaine de kilomètres de profondeur, à la limite du comportement élastique-fragile des roches de la croûte supérieure et du comportement élastique de celles de la couche inférieure, qu'on observe d'importantes décharges non sismiques dues aux contraintes tectoniques. Cependant cette décharge peut provoquer une surcharge de contraintes dans la couche supérieure, cela favorise ainsi le phénomène de réservoir. En outre ce phénomène est compliqué par d'importante quantité d'eau qui peuvent inhiber ou accélérer le processus.

3.3. Les limites de la prédiction



2. ACTIVITÉ DU GAZ RADON dans le sol, avant le séisme de Galaxidi de magnitude 5,9, survenu en Grèce le 18 novembre 1992. Le site est à 20 kilomètres de la faille activée. D'autres capteurs proches n'ont cependant pas montré d'anomalie : la corrélation pourrait être fortuite.



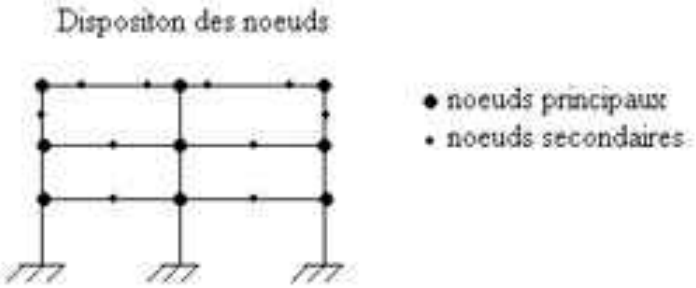
3. MOUVEMENT PRÉSISMIQUE vertical (en rouge) et horizontal (en vert) du sol, associé à un glissement de cinq centimètres sur une faille d'un kilomètre carré à huit kilomètres de profondeur, de 20 degrés de pendage, dans l'hypothèse d'une croûte élastique homogène. Ce mouvement pourrait être le précurseur d'un séisme de magnitude 6,5 qui ferait rompre d'un mètre la faille jusqu'en surface.

Que ce soient des microséismes ou des variations de radon dans les réservoirs aquifères, les quantités mises en jeu sont infinitésimales. Ainsi la mesure de ces différents paramètres est aisément parasitée (bruits de fond du sol) et sont souvent indécelables. Au cours de ces dernières années, les études ont évoluées et de nouveaux outils, géodésiques et sismologiques, sont apparus. Deux outils résument les derniers progrès en géodésie : le SAR, c'est-à-dire l'imagerie radar par satellite qui permet de montrer tout le champ de déformation associé à un séisme important, et le positionnement GPS, tant utilisé aujourd'hui dans de multiples domaines, et qui donne

des précisions centimétriques. Côté sismologie, les chercheurs disposent à présent d'instruments portables à trois composantes qui décrivent parfaitement les mouvements du sol. Ainsi les sismologues peuvent-ils intervenir très rapidement après un séisme pour équiper la zone de plusieurs dizaines de capteurs afin de localiser les répliques, c'est-à-dire les petits réajustements de la croûte terrestre après la secousse principale et voir quelle est la faille qui a cassé. Ces nouveaux moyens seront mis au profit d'une recherche fine des précurseurs. On ne peut pas encore dire si l'étude des précurseurs peut fournir une méthode fiable de prévisions à court terme. Néanmoins ces recherches aboutiront quand même à une meilleure connaissance du phénomène.

3. LA MODELISATION

La détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure est une phase essentielle de la réponse à une secousse sismique.
Si le calcul des masses et de leurs positions peut être effectué avec une bonne précision, par contre, celui des raideurs est très souvent approché. En effet, les phénomènes de fissuration dans le béton armé et les jeux dans les charpentes boulonnées induisent des incertitudes dans la détermination des raideurs. De plus, quel que soit le type de structure, il faut tenir compte de l'imprécision des données relative au sol de fondation.
Compte tenu de toutes ces imprécisions, il est donc inutile de détailler de manière excessive un modèle dans le seul but de déterminer la raideur de la structure, mais il faut s'intéresser à la détermination des parties les plus sollicitées.



3.1. La modélisation des structures

La structure est modélisée à l'aide de barres ou d'éléments finis (poutres équivalentes) reliant les nœuds entre eux. On appelle nœuds principaux ceux qui sont situés au croisement de deux éléments et nœuds secondaires les autres.
Deux variantes de la méthode de calcul sont possibles et conduisent à deux types de modélisations différentes.

a. Modélisation pour le calcul direct des efforts

Une méthode de calcul consiste à utiliser un modèle unique, qui fournit des efforts à partir des données sismiques (accélérogramme). Pour obtenir des résultats facilement exploitables, on doit modéliser les principaux éléments en prévoyant éventuellement un nombre suffisant de nœuds secondaires afin que la variation des efforts le long de ces éléments soit correctement évaluée. En outre, ce modèle permet aussi le calcul des efforts dus aux charges statiques.
On utilise en principe un modèle spatial mais si la structure peut être considérée comme symétrique et si les planchers sont indéformables, on peut se ramener à un problème plan.

b. Modélisation pour le calcul des pseudo-accélérations

Afin de limiter le coût de l'étude on peut procéder en deux temps : une première étape consiste à déterminer les pseudo-accélérations (efforts dynamiques) à l'aide d'un modèle simplifié, puis de considérer ces pseudo-accélérations comme des charges statiques dans un modèle plus détaillé.
Le modèle simple est obtenu en rassemblant certains éléments et en réduisant au maximum les nœuds secondaires, en s'assurant toutefois de la validité dudit modèle.

On pourra de nouveau utiliser un modèle plan pour un bâtiment ne présentant pas de dissymétries trop importantes.

3.2. La modélisation des masses

La masse d'une structure doit être concentrée en un certain nombre de nœuds suivant des règles qui diffèrent selon la direction des séismes. On pourra donc être amené, dans certains cas, à établir deux modèles pour la même structure. Toutefois, on utilise en général un modèle unique plus complexe, mais qui permet à lui seul de prendre en compte toutes les directions du séisme étudié.
Pour un séisme de direction horizontale, on concentre aux nœuds principaux la masse des planchers, considérés comme rigides dans leur plan. La masse des éléments verticaux est alors concentrée aux nœuds principaux les plus proches.
Pour un séisme de direction verticale, on peut encore concentrer aux nœuds principaux la masse des éléments verticaux, mais la masse du plancher doit être concentrée aux nœuds principaux et à un certain nombre de nœuds secondaires.

3.3. La modélisation du sol

Une secousse sismique est définie par un accélérogramme qui mesure les oscillations du sol en l'absence de construction. En effet, la masse de la construction perturbe les oscillations du sol. On modélise en général la liaison sol-structure par une liaison encastrement mais lorsque le terrain est trop meuble ou lorsque la structure est trop rigide, on tient compte de l'action du sol en le modélisant soit par des ressorts soit par des éléments finis.

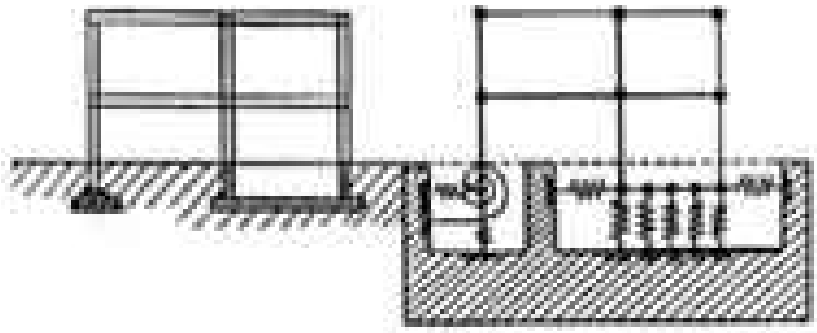
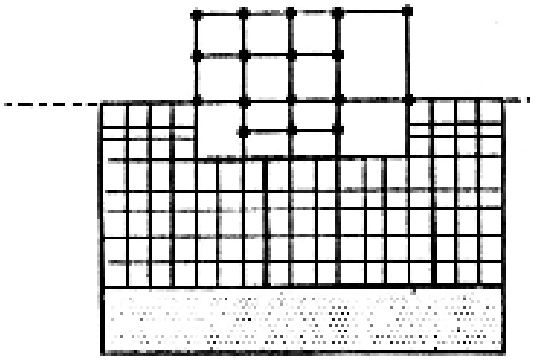


Fig. 4.16. — Modélisation par des ressorts

Lorsque l'on fait appel à la méthode de modélisation par ressorts, on modélise alors le sol par l'association de plusieurs ressorts au niveau d'un nœud : un ressort vertical, un ressort horizontal et on peut aussi ajouter un ressort agissant en rotation. Leur raideur est calculée à partir d'une détermination du coefficient de ballast, qu'il est nécessaire de déterminer par une étude du terrain de fondation. Étant donné que nous connaissons mal les propriétés dynamiques du sol, nous utiliserons des hypothèses simplificatrices pour évaluer les coefficients de ballast à partir des données expérimentales. On peut alors assimiler le sol à un milieu élastique infini caractérisé par un module de Young E, un coefficient de Poisson ν, et la construction à un disque rigide de rayon R. On peut alors calculer la raideur du sol, puis les coefficients de ballast pour les deux directions en divisant la raideur correspondante par la surface du disque.



Pour mieux prendre en compte les propriétés dynamiques du sol, on peut utiliser la méthode de modélisation par éléments finis. Le sol est alors représenté par un amas d'éléments sur une base qui représente le soubassement rocheux. Chaque élément est caractérisé par les mêmes coefficients que les ressorts dans la méthode précédemment citée. Cette modélisation est effectuée dans le plan pour se dispenser d'une grande largeur de terrain. Contrairement à l'autre méthode, on fait l'hypothèse que le mouvement se propage dans le sol. Le mouvement de la base enfouie en profondeur est différent de celui de la surface et est inconnu. Il nous faut donc étudier au préalable le mouvement de la surface en l'absence de construction pour déterminer le mouvement de la base, qui produit en surface le mouvement défini par un accélérogramme donné. On est donc ramené à l'étude d'un modèle, composé en partie d'éléments du sol et en partie d'éléments de structure, à la base duquel on impose un mouvement défini par l'accélérogramme donné.

3. CONCLUSION

L'ensemble des disciplines appliquées dans ce processus constitue le génie parasismique. Leur mise en œuvre suppose une étroite collaboration entre ingénieurs et sismologues ce qui n'est pas chose facile à cause de leurs objectifs divergents.
En effet, l'élaboration du projet d'un ouvrage parasismique à construire sur un site donné comporte trois aspects principaux :
-d'abord la prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site, des caractéristiques qu'elles peuvent y revêtir, de la fréquence avec laquelle elles sont susceptibles de s'y reproduire : cette partie est essentiellement l'affaire des sismologues.
- ensuite la détermination de la sévérité des secousses contre lesquelles on veut se protéger, la définition des comportements à attendre des ouvrages ou installations face à ces agressions : ces décisions sont le fait soit de la puissance publique, éclairée par les sismologues et les ingénieurs, en tant que concernés par la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, soit du maître de l'ouvrage s'il estime ne pouvoir se satisfaire des minimums imposés par la puissance publique.
- enfin, la détermination des dispositions d'ensemble et de détail propres à conférer aux ouvrages et installations le comportement attendu : cette partie est de la responsabilité de l'ingénieur.

Bibliographie

[1]FEMA 267, (1995), Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures. Federal Emergency Management Agency, Washington (DC),. FEMA-267A. Interim Guidelines, Advisory No. 1. Supplement to FEMA 267. Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1997.
[2]FEMA 310, (1998), Handbook for Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard. Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), (projet de norme de l'American Society of Civil Engineers – Paraîtra en 1999).

[3]Guideline for Seismic Risk Reduction of Operational and Functional Components of Buildings. Projet de norme S832-2000 de la CSA, Association canadienne de normalisation, Etobicoke (Ontario) – Paraîtra en 1999.
[4]Guide de l'utilisateur – CNB, (1995), Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4). Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1996, 147 p. (CNRC 38826F).
[5]Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, (1993), 163 p. (NRCC 36941F).
[6]Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, (1995), 49 p. (NRCC 38857F).
[7]Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, (1993), 90 p. (NRCC 36943F).

COMPORTMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES VOILES FAIBLEMENT ARMES EN ZONE SISMIQUE

DJEHAICHIA SALIMA[1] , RACHID LASSOUED[1]
[1]LABORATOIRE DES MATERIAUX. ET DURABILITE DES CONSTRUCTIONS UNIVERSITE CONSTANTINE 1, ALGERIE. EMAIL: djehaichia@yahoo.fr, rachid_lassoued@yahoo.fr

Thème N°3

Résumé *:*
La vulnérabilité sismique des structures en béton armé réalisées dans les années 70 est l'une des préoccupations majeures des chercheurs, car leurs conceptions ont été basées sur des règlements qui ne sont plus d'actualité. Les paramètres pris en compte dans cette étude pour idéaliser les carences règlementaires sont : taux d'armatures faible, type d'armature, résistance modéré du béton. L'analyse pour tester ces structures altérées avec l'un ou les deux paramètres précités est mené dans le domaine non linéaire dans l'optique d'analyser leur comportement vis-à-vis d'un séisme. La modélisation est réalisée par éléments finis combinés à une discrétisation du voile le plus sollicité par des couches minces successives. Les courbes capacités dérivées à partir de la méthode pushover. Les résultats du modèle numérique sont confrontés à ceux du RPA en vigueur nous ont permis la détermination des gains en termes de déplacement, effort tranchant et ductilité. L'introduction du confinement comme modèle local permet d'affiner le modèle numérique et améliore le comportement global de la structure. Une analyse paramétrique est concrétisée pour mettre en évidence la faiblesse des structures conçues et réalisées dans les années 1970.

Mots Clés : *Vulnérabilité, analyse non linéaire, modélisation, ancien bâti*

1. INTRODUCTION:

Les règles parasismiques algériennes RPA permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures neuves situées en zone sismique. Par contre le bâti ancien pose encore des problèmes importants de sécurité en cas de séisme violent car ces structures ont été dimensionnées selon des règlements qui ne sont plus en vigueur. Pour des soucis sécuritaires en cas de séisme violent différents chercheurs dans le domaine parasismique ont étudié à travers différents modèles l'estimation de l'endommagement de ce type de structure.
Le comportement sismique des murs voiles a fait l'objet de plusieurs recherches tant dans le domaine théorique et numérique qu'expérimental Schnobrich [1], Fintel et Ghosh [2]; Agrawal et al [3] ; Subiedi 1 [4]; Pauly, T [5]. Ces études ont démontré, en particulier, que les murs de refend avec ouvertures peuvent présenter un comportement ductile en dissipant efficacement l'énergie induite par un séisme. Plusieurs recherches relatent la proposition de deux grandes familles de modélisation pour l'analyse du comportement des structures voiles. Une modélisation rigoureuse par éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local. Spacone et al [6] et ceux de Moulin et al [7], leur principe général porte sur l'intégration des contraintes développées dans les fibres de chaque section. Ce modèle permet de calculer les résultantes des efforts internes dans chaque section. Martinelli et Filipou [8], ont montré que la modélisation multifibre est très appropriée pour représenter le comportement hystérétique de murs de refend en béton armé. Elle permet, par exemple, de tenir compte du changement de position de l'axe neutre des sections au fur à mesure qu'elles se fissurent.
Belmouden Y, Elharif A. [9] ILS ont basé sur la Modélisation des murs porteurs en béton armé par éléments finis multicouches. Vulcano [10]; Hamsas [11]…ect). Leurs recherches portent sur une stratégie basée sur la notion de macro-élément. Chaque macro-élément est composé de n sous-éléments uniaxiaux assemblés en parallèle et d'un ressort horizontal non linéaire traduisant le cisaillement. Concernant les lois de comportements pour le béton, nous pouvons citer les recherches de: Mazars J [12], le modèle constitutif de Kent et Park [13] et Mander et al [14]. La loi de comportment des aciers a été prise élastique parfaitement plastique, nous avons opté pour le modèle èlasto-plastique pour réduire le temps et la taille des calculs en modélisation. Dans ce papier nous avons pris en considération des paramètres pour idéaliser les carences règlementaires à savoir: taux d'armatures faible, type d'armature, résistance modéré du béton. L'analyse pour tester ces structures altérées avec l'un ou les deux paramètres précités est mené dans le domaine non linéaire dans l'optique d'analyser leur comportement vis-à-vis d'un séisme. Une modélisation multicouche est réalisée par éléments finis combinés à une discrétisation du voile le plus sollicité par des couches minces successives, dans ce cas la on peut citer les travaux de Miao et al [15], modèle hybride conjuguant les éléments macros et sections locales dans l'optique d'analyse l'influence du comportement local sur le comportement globale de la structure. Les courbes capacités dérivées à partir d'une analyse incrémentale de la charge permet de localiser le point de performance de la

structure. Les résultats du modèle numérique sont confrontés à ceux du RPA en vigueur nous ont permis la détermination des gains en termes de déplacement, effort tranchant, ductilité. L'introduction du confinement comme modèle local permet d'affiner le modèle numérique et améliore le comportement global de la structure[16]. Une analyse paramétrique est concrétisée pour mettre en évidence la faiblesse des structures conçues et réalisées dans les années 1970.

2. COMPORTEMENT ET DISCRETISATION

2.1. Modèle d'endommagement pour le béton

Le modèle de Mander et al [14]., nous permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non confiné, ordinaire ou à haute résistance à la compression comme à la traction. ce modèle unifié , découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise, est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles, a contrainte de confinement latérale effective, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co}. Ce modèle est défini par les équations (1 et 2):

$$f_c = \frac{f'_{cc}\, mr}{r - 1 + m^r} \qquad Où \qquad m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \qquad (1)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25\sqrt{1 + 7.94\,\frac{f'_l}{f'_{co}}} - 2.0\,\frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.25 \qquad (2)$$

La pression passive latérale de confinement ($f'_l = k_e f_l$) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial, améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_e représente le coefficient de confinement efficace tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.

2. 2. Modèles de l'acier

Pour les aciers du ferraillage, le CBA-93 [17] adopte un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini par une déformation à la fin de la phase élastique $\varepsilon_{se} = \sigma s/Es$ et une déformation ultime égale a 10 ‰ avec une contrainte dans les armatures

2. 3. Choix d'une discrétisation adaptée

L'élément de coque peut être utilisé efficacement pour l'analyse des structures des bâtiments avec des voiles. L'élément de coque considérée dans la plupart des logiciels de conception a six degrés de liberté à chaque nœud et un degré de liberté de rotation dans le plan .L'élément coque est composée de plusieurs couches de différentes épaisseurs et les propriétés des différents matériaux sont affectés à des couches différentes (Figure 1). Cela signifie que les armatures de renfort sont étalées en une couche ou plus. Lors du calcul par éléments finis, la contrainte axiale et la courbure de la couche intermédiaire peuvent être obtenue dans un élément. Ensuite, les courbures des autres couches peuvent être calculées. Et puis la contrainte correspondante sera exprimée par les relations constitutives des matériaux affectés à la couche. Des principes ci-dessus, on voit que la performance structurelle du voile peut être directement connectée à la loi de matériau constitutif. Pour des performances en fonction de la conception, la recommandation de l'ATC 40[18] et FEMA 356[19] définissent les critères de performance pour la flexion RC membres en termes de rotations en plastique. Ce modèle est largement utilisé dans pratique pour modéliser le voile plan dans la construction de structures non linéaires et les analyses linéaires.

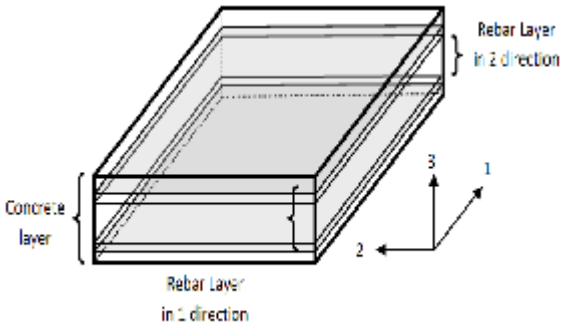


Figure 1. *Modélisation d'un voile avec plusieurs couches*

2. 4. Description de la structure analysée

Notre étude a porté sur une structure R+7 en voile régulière en plan et en élévation a usage d' habitation (implantée sur un sol ferme classé selon le RPA99 sol S2 dans une zone de moyenne sismicité (zone IIb), la hauteur d'étage étant de 3.06m et 4.00 m pour RDC , les dalles pleines remplissent le rôle de diaphragme horizontale rigides dans leurs plans , notre analyse porte sur le voile le plus sollicité de la structure, Le bâtiment a été modélisé dans le logiciel d'analyse des structures SAP 2000 V12[20]

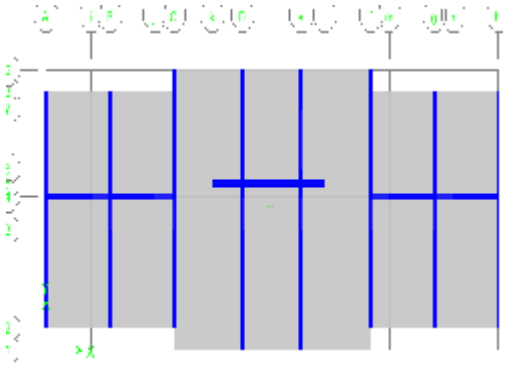


Figure 2. *Vue en plan de la structure*

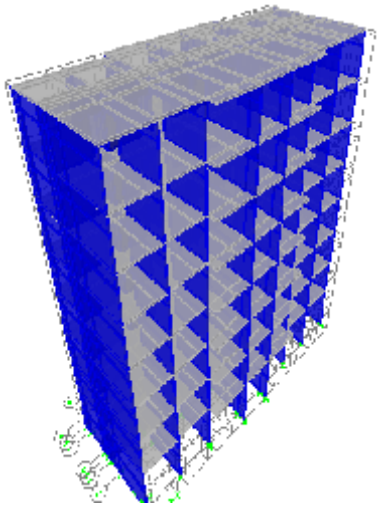


Figure 3. *Vue en 3D de la structure*

2. 5. Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau 2. *Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés*

Matériau	Paramètres (MPa)	cas initial conforme	1er cas		2eme cas	3eme cas
Béton	fc28	25	12	16	25	12
	fbc	18.478	8.87	11.82	18.478	8.87
	Ec	32164	25183.7	27718.3	32164	25183.7
	fc	2.1	1.32	1.56	2.1	1.32
Acier	E0	2.105	2.105	2.105	2.105	2.105
	fsty	400	400	400	215	215

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Analyse des structures:

Les paramètres de notre analyse ont porté essentiellement sur une faible résistance du béton qui est l'analyse de ce cas (résistance du béton est égale a 12 et 16 MPa), le deuxième cas porte sur une structure faiblement armé, un troisième cas : structure ferraillée avec des barres lisses et le dernier cas sera analysé des deux paramètres précités. Pour la vérification de la résistance de la structure, l'évaluation a été portée sur l'effort tranchant à la base noté $\mathbf{V_{base}}$ de la structure par rapport à celui imposé par le RPA [21] est donné par la formule suivante :

$$V_{RPA} = \frac{A.D.Q}{R} W \qquad (3)$$

Les Valeurs obtenues par la courbe de capacité fournissent par l'analyse push over. En terme de ductilité nous avons basé sur La ductilité en déplacement qui définie par le facteur de ductilité en déplacement u_D, souvent employé en calcul sismique. Est également défini comme le rapport du déplacement horizontal maximal δu d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δy correspond à la limite élastique :

$$u_D = \frac{\delta_U}{\delta_Y} \qquad (4)$$

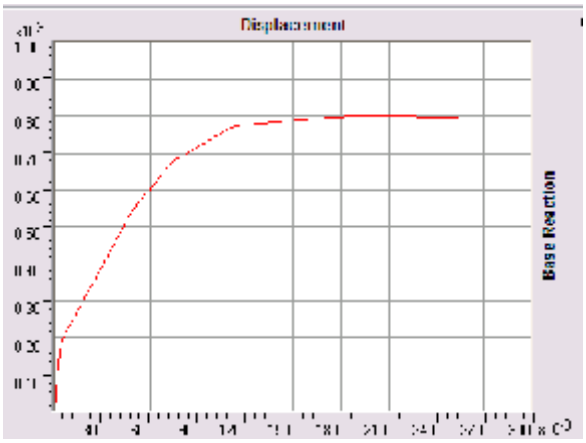


Figure 4. *Courbe de capacité de cas initial ou la Résistance du béton est égale à 25MPa conforme à l'exigence de RPA*

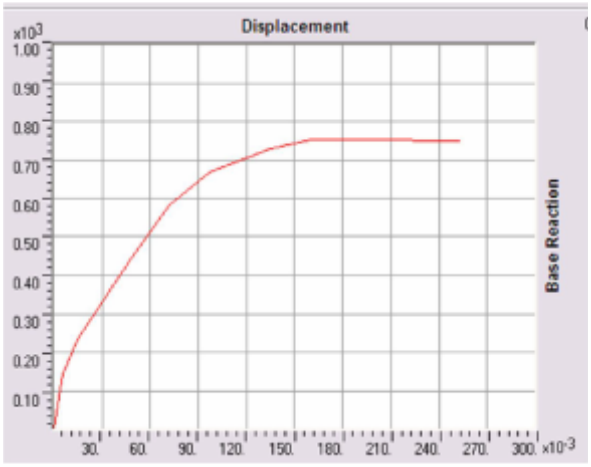


Figure 5. *Courbe de capacité du 1er cas: ou la résistance du béton est égale à 16 MPa*

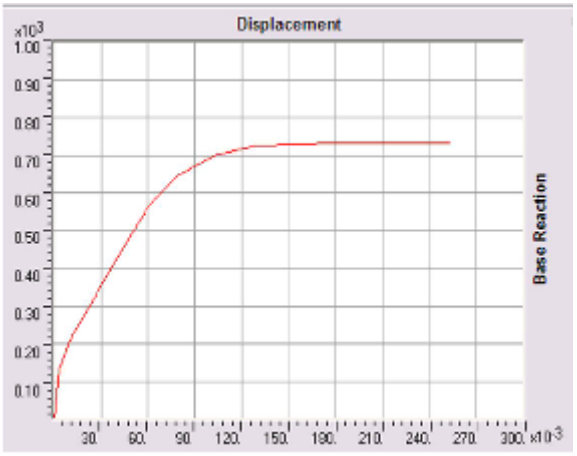


Figure 6. *Courbe de capacité du 1er cas: ou la résistance du béton est égale à 12 MPa*

.

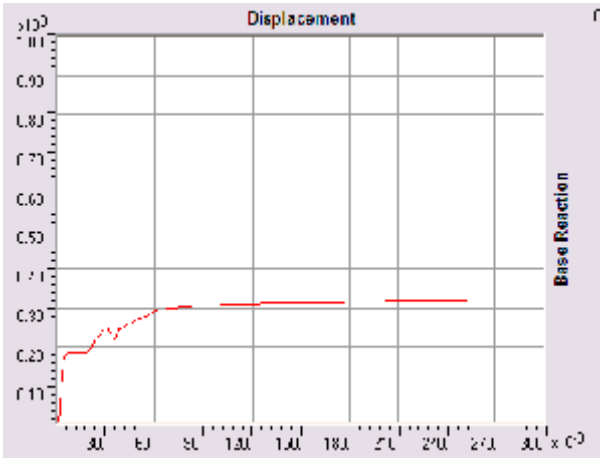


Figure 7. *Courbe de capacité du 2emecas ou la structure est ferraillée avec section minimale et la résistance du béton est égale à 25 MPa*

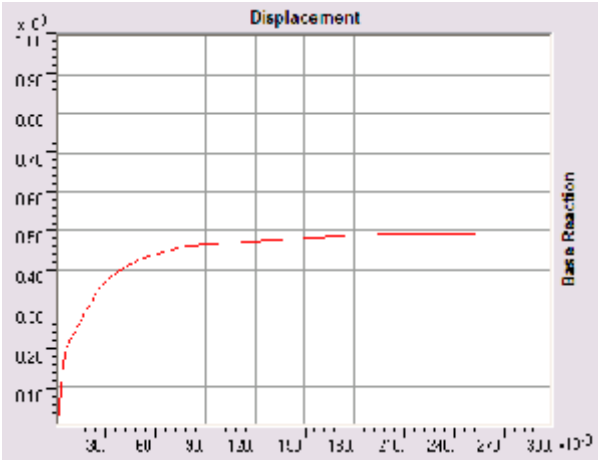


Figure 8. *Courbe de capacité du 3eme cas ou la résistance du béton est égale à 25 MPa et la Structure ferraillée en barres lisses*

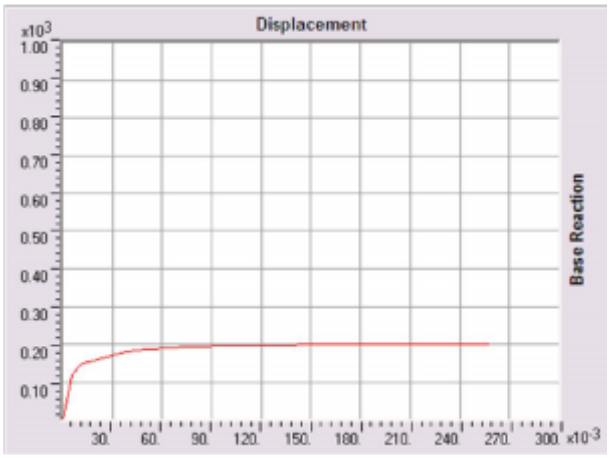


Figure 9. *Courbe de capacité du 4eme cas ou la Résistance du béton est égale à 12 MPa et la Structure ferraillée en barres lisses*

Tableau 2. *Evaluation du rapport capacité –demande en termes de résistance et ductilité*

	$\frac{Vbase}{VRPA}$	u_D
cas initial béton de 25 MPa conforme au RPA	**1.89**	**3.7**
Cas du béton de 16 MPa	**1.78**	**3.03**
Cas du béton de 12 MPa	**1.70**	**2.28**
Cas du béton faiblement armé	**0.74**	**2.18**
Béton ferraillée avec des barres lisse	**1.14**	**2.96**
béton de 12 MPa ferraillée avec des barres lisse	**0.47**	**1.3**

Sur la base des courbes de capacité pour chaque cas (figure 4 jusqu'à figure 9) et selon les résultats motionnés dans le tableau n°2

- Concernant le rapport V_{base} /V_{RPA} , on remarque que quand ce rapport prend une valeur supérieur à 1, cela implique que la capacité de la structure est nettement supérieure de la demande et nous constatons dans ce cas un gain de résistance et par conséquent le risque de ruine par manque de résistance n'est pas envisagé. Alors que pour les autres cas (Cas du béton faiblement armé et béton de 12 MPa ferraillée avec des barres lisse) V_{base} /V_{RPA} est inferieur à 1 cela veut dire que la structure est menacé ('il existe des dangers pour la Sécurité et la vie des personnes)

- en terme de ductilité nous pourrons retenir les observations suivantes :

La ductilité en déplacement peut être influencé par –**la résistance du béton**, le béton de faible résistance (béton de 12 et 16 MPa) est un peu plus ductile que le béton de 25 MPa.

-taux d'armature : D'après la comparaison entre le cas initial et le cas du béton ferraillé avec une section minimal, le comportement de la structure semble être affecté par le taux d'armature, L'augmentation de ce paramètre augmente la ductilité en déplacement.

- type d'armature: suivant le cas initial notre analyse a mis en évidence que la ductilité de déplacement décroit avec l'utilisation des barres lisses comme ferraillage.

- Les structures soit faiblement armé ou ayant une résistance du béton à la compression selon le cas d'analyse se sont avérés vulnérables et doivent être réconforté.

3.2. Effet du Confinement du Béton

Apres avoir fait l'analyse sur les structures selon les cas précités nous introduisons le confinement du béton pour améliorer les performances des structures, les résultats sont tabulés ci dessous (tableau 3)

Tableau 3. *Influence de confinement du béton sur la résistance et la ductilité*

	Cas initial	1er cas	2eme cas	3eme cas	4eme cas
$\mathbf{f_{cy}}$	25	12	25	25	12
$\mathbf{f_y}$	400	400	400	215	215
$\mathbf{f_{cc}}$	36.73	18.98	25.87	25.67	12.86
$\boldsymbol{\varepsilon_{cu}}$ **(10-3)**	67.6	62.1	28.5	35.1	7.72

L'introduction de confinement du béton par des aciers transversaux augmente la résistance et la déformation du béton .cette augmentation est due à la résistance offerte par ces aciers contre le renflement latéral du béton. Lorsque la contrainte longitudinale d'un spécimen confiné avec des aciers transversaux augmente, la pression latérale exercée par ces aciers augmente également. En fait, ces aciers ont un rôle passif, cela veut dire que pour les contraintes longitudinales faibles, i l n'y a pas de renflement du béton, i l n'y a donc pas de pression latérale. Pour les valeurs élevées de cette contrainte, le renflement du béton exerce une pression sur les aciers transversaux. La réaction de ces derniers est une pression latérale sur le béton. Ce phénomène continue jusqu'à ce que la résistance maximale soit atteinte. Dans ce cas le béton confiné a un équilibre plastique entre les contraintes longitudinales et les contraintes latérales.
L'introduction du confinement comme modèle local permet d'affiner le modèle numérique et améliore le comportement global de la structure**.**

4. CONCLUSION GÉNÉRAL

Notre étude a porté sur l'analyse du comportement non linéaire des voiles faiblement armé en zone sismique. Nous pouvons émettre les conclusions suivantes :
Les caractéristiques post élastiques des matériaux ont influence de manière prépondérante sur le comportement des éléments de structure dans le domaine plastique.
L'introduction du confinement localement a permis d'améliorer le comportement global de la structure.
Une modélisation assez fine multicouche nous a permis d'avoir une cartographie qui reflète l'état de contrainte du voile dans n'importe quel point .
Le calcul dans le domaine non linéaire nous a permis d'avoir des différents gains en termes de déplacement, en résistance et en ductilité.
Les structures soit faiblement armé ou ayant une résistance du béton à la compression selon le cas d'analyse se sont avérés vulnérables et doivent être réconforté**.**

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Schnobrich, W.C. (1977). Behaviour of RC structures predicted by finite element method. Computers and Structures, 7 : 365 -376.
[2] Fintel, M., et Ghosh, S.K. (1974) Application of inelastic response history analysis in the seismic design of a 31-storey frame-wall building. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2 : 325 -342. -2943.
[3] Agrawal, A.B., Jaeger, L.G., et Mufti, A.A. (1981) response of RC shear wall under ground motions. American Society of Civil Engineers Journal of structural Division, 107: 395 -41 1
[4] Subeidi, N.K. 1991. RC coupled shear wall structures. 11. Ultimate strength calculations. American Society of Civil Engineers Journal of Structural Engineering, 117: 681 -698.
[5] Paulay, T. (1986), The design of ductile RIC structural walls for earthquake resistance. Earthquake Spectra: the Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute, 2:783 -823.
[6] Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre beam-column model for the non-linear analysis of r/c frames: part I, formulation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 25(7), 711-725.
[7] Moulin, S., Davenne, L., & Gatuingt, F. (2003). Élément de poutre multifibre (droite): Fascicule R3.08 - Document Code Aster.
[8] Martinelli, P., & Filippou, F. C. (2009). Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 38(5), 587-607.
[9] Belmouden Y., Elharif A. " Modélisation des murs porteurs en béton armé par éléments finis multicouches ", Revue Européenne des Eléments finis (REEF), Vol. 12, pp. 907-932, Editions Lavoisier, Août, 2003.
[10] Vulcano, A., Bertero, V.V. and V Coloti, 1988 «Analyical modeling of RC structural walls, proceeding, 9 th word conference on Earthquake Engineering 6, Tokyo-kyoto
[11] Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé, thèse pour obtenir le grade de docteur Présentée par Miloud Hemsas, Université de BORDEAUX1
[12] Mazars J., Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de doctorat d'État, Université Paris VI, (1984)
[13] Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural member with confined concrete. Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 97(7), 1969-1990.
[14] Mander, J. B., Priestley, M. J. N, Park, R. «Theoretical stress-strain model for confined concrete», Journal of Structural engineering, (1988), Vol.114, No 8, pp. 1804-1825.
[15] Miao ZW, Lu XZ, Jiang JJ and Ye LP (2006). Nonlinear FE Model for RC Shear Walls Based on Multi-layer Shell Element and Microplane Constitutive Model, Computational Methods in Engineering And Science, EPMESC X, Aug. 21-23, (2006), Sanya, Hainan,China

[16] F.E. RICHART, A. BRANDTZAEG and R.L. BROWN: The Failure of Plain and Spirally Reinforced concrete in Compression.Urbana University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin n° 190.
[17] BA-93, 1994. Code de béton algérien 1993. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger
[18] Applied Technology Council (1996). ATC-40-seismic Evaluation and Retrofit of Concrete buildings, Redwood City, California
[19] FEMA 356 (2000). Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, American society of Civil Engineers, Reston, Virginia
[20] CSI (2009). SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.0, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
[21] RPA99 (2003), "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.

ÉTUDE PAR ÉLEMENTS FINIS DES STRUCTURES MEMBRANAIRES COMPORTANT DES OUVERTURES

Melle NESRINE GUETTAFI [1], TOUFIK MAALEM[2]

1 : *MAGISTERE, INSTITUT DE GENIE CIVIL, HYDRAULIQUE &ARCHITECTURE, UNIVERSITE HADJ LAKHDAR BATNA* ; ***E-mail*** : *guettafinesrine@yahoo.fr*
2 : *MAITRE DE CONFERENCES, INSTITUT DE GENIE CIVIL, HYDRAULIQUE &ARCHITECTURE, UNIVERSITE HADJ LAKHDAR BATNA*

Thème N° 3 : Comportement des Structures et des sols

Résumé
Comme tous les autres risques, qu'ils soient naturels ou artificiels, les risques que font peser les fissures causées par des ouvertures est un problème souvent rencontré dans le calcul des structures. C'est un phénomène d'augmentation locale des contraintes dans une zone comportant une modification géométrique. La zone de concentration des contraintes est souvent le site d'amorçage de fissures, mais peut être aussi l'origine d'une rupture brutale. Donc, une analyse par élément finis s'impose pour montrer le comportement de ce type de structures et spécialement celles a comportement membranaire sous différents cas chargements.

Mots clés *: Eléments fins, Ouvertures, Contrainte, Elément membranaire, Abaqus.*

I. INTRODUCTION

Les techniques de calcul des structures ont connu ces vingt dernières années un développement considérable, motivé par les besoins des industries de pointe et soutenu par les progrès effectués dans le domaine des ordinateurs. Ainsi la méthode des éléments finis est communément utilisée aujourd'hui pour l'analyse des structures dans de nombreux secteurs et particulièrement dans le Génie-Civil. A toute structure ou tout solide s'attache une théorie, en conséquence, toute discrétisation utilise la théorie en question pour construire l'élément fini correspondant. Les solides 2D et 3D utilisent la théorie de l'élasticité, les structures, elles, recourent à des théories particularisées, essentiellement fonctions des caractéristiques géométriques de l'élément structural (théories des barres, plaques, poutres, coques…). Dans le présent document on s'intéresse a étudier l'influence des ouvertures opérées dans ce type de structures sur les déformations et les contraintes. La modélisation a été effectuée par le code de calcul REC4 [4] et pour en monter les performances, les résultats sont confrontés à ceux du logiciel ABAQUS [1].

II. SIMULATION NUMERIQUE

Les exemples constituent pour cet article une bonne application qui sert à exploiter les résultats obtenus pour les déplacements et les contraintes et les comparer avec ceux obtenus avec le même exemple, mais cette fois ci avec ouverture. Le code de calcul REC4 [4], [2] est utilisé, dans lequel on a opérer des modifications [3] afin qu'il prenne en compte les ouvertures.

II.1. POUTRE CLOISON :

Dénommées aussi "parois porteuses", soumises a des sollicitations de flexion et de cisaillement dans leurs plans de la manière des poutres fléchies. Elles constituent souvent les parois d'une construction et jouent en même temps le rôle d'éléments porteurs. C'est une solution qui permet d'assurer le transfert des charges verticales. [5]

- *Données de simulation numérique*

- E=34500 Mpa
- F=2.25 MN
- v=0
- Maillage de (20X12)

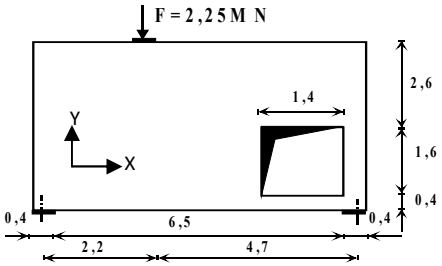


Figure 1. *Poutre -Cloison avec Grande Ouverture*

II.1. 1. Influence de l'ouverture sur la flèche :

Les deux courbes de variation des déplacements (données par le REC4 et ABQUS) sont pratiquement confondues, le REC4 est très performant pour les déplacements. La flèche maximale se trouve sur la partie gauche de la poutre, voir (la figure.1).

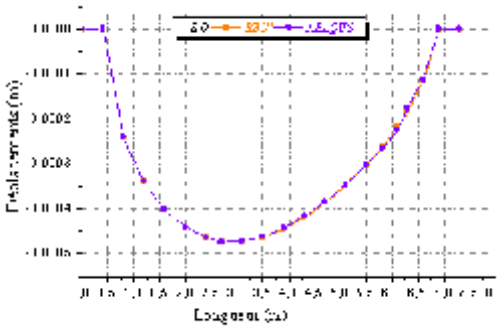


Figure 2. *Variation des déplacements le long de la poutre cloison sans ouverture.*

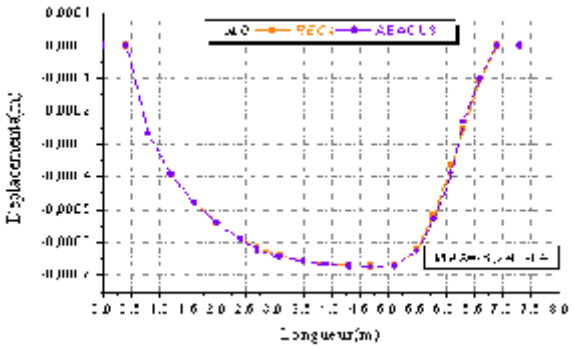


Figure 3. *Variation des déplacements le long de la poutre cloison avec ouverture.*

Les déplacements (données par le REC4 et ABQUS) sont pratiquement similaires, l'élément rectangulaire REC4 modélise d'une manière très suffisante la poutre avec ouverture. La flèche maximale a augmenté et s'est déplacée vers la droite où se trouve l'ouverture. La présence des ouvertures dans ce genre de structure influence sur les déplacements, voir (la figure.3).

II.1.2. Validation :

- *Calculs des Contraintes :*

Les contraintes obtenues pour un modèle de déplacement sont toujours discontinues pour le même nœud de plusieurs éléments partageant ce dernier. Cependant la valeur de la contrainte en ce nœud est calculée d'une manière très satisfaisante en faisant la moyenne.

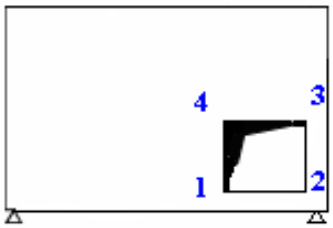


Figure.4 : *Numérotation des nœuds*

On calcul d'abord les contraintes σ_X , σ_Y , τ_{XY} au niveau des nœuds d'angle où se situera l'ouverture, (figure 4).

Tableau 1. *Confrontation REC4-ABAQUS au niveau des nœuds d'angle 1, 2, 3 et 4 (Sans. Ouverture) et (Avec .Ouverture)*

	REC4						ABAQUS					
Contraintes (MPa)	σ_X		σ_Y		τ_{XY}		σ_X		σ_Y		τ_{XY}	
	S.O	**A.O**	**S.O**	**A.O**	**S.O**	**A.O**	**S.O**	**A.O**	**S.O**	**A.O**	**S.O**	**A.O**
Noeud1	1,15	-2,40	0,0067	-1,68	0,193	0 ,957	1,156	-2,475	0,0067	-1,685	0,189	0,954
Noeud2	0,833	3,23	-4,21	-3,33	0 ,298	0,241	0,853	3,276	-4,230	-3,35	0,286	0,212
Noeud3	-0,0399	-0,461	-1,15	-5,19	0,365	1,43	-0,0391	-0,516	-1,153	-5,300	0,364	1,446
Noeud4	-0,182	3,32	-0,147	2,57	0,810	1,81	-0,179	3,406	-0,147	2,642	0,811	1,847

Sans ouverture, l'élément REC4 donne de très bons résultats comparés a ceux d'ABAQUS. Les contraintes σ_x dans la partie inférieure sont positifs (traction), leur valeur diminue a l'approche de l'appui (N°2), puis deviennent négatifs au voisinage de l'axe neutre (N°3 et N°4). Les contraintes τ_{XY} sont plus importantes au milieu de la largeur. Avec ouverture, les valeurs données par l'élément REC4 sont très proches de celles données par ABAQUS. Au niveau des contraintes dans les structures avec ouverture on peut dire que l'élément membranaire est très valide.

II.1.3. Influence de l'ouverture sur la variation des contraintes:

- *Contraintes normales* σ_X *:*

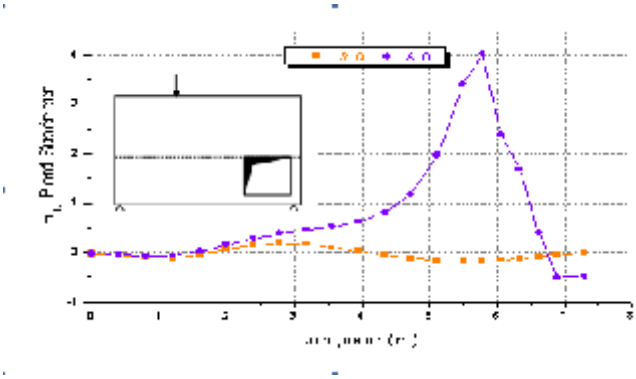


Figure 5. *Variation de* σ_X *sur le bord supérieur de l'ouverture, (Abaqus).*

Pour cette partie se trouvant a la limite supérieure de l'ouverture dans la poutre, la contrainte $\sigma_X \approx 0$, sur la (figure 5) ceci est représenté par la courbe dont les points représentatifs sont des carrées (S.O). Cette limite se trouve au fait dans une zone proche de l'axe neutre de la poutre, ce qui est conforme à la théorie. Plus on s'approche de l'ouverture plus les courbes se séparent jusqu'à l'ascension au point extrémal $\sigma_X = 4,035 \ MPa$ par la courbe (A.O). La présence de l'ouverture a grandement perturbé les valeurs des contraintes.

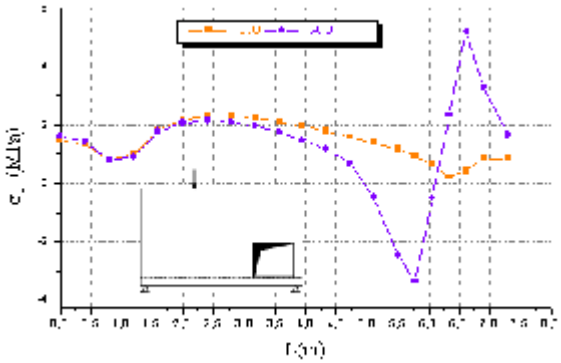


Figure 6. *Variation de σ_X sur le bord inférieur de l'ouverture, (Abaqus).*

Pour la figure 6 (partie proche de la fibre inférieure de la poutre), toutes les valeurs des contraintes σ_X sont positives le béton est soumis a la traction (ce qui est conforme a la théorie) a l'approche de l'ouverture les courbes se dispersent et des valeurs extrêmes s'affichent: $\sigma_X = -3,38 \ MPa$ et $\sigma_X = 5,24 \ MPa$, une grande compression puis une grande traction dans le béton, ce qui laisse a prévoir des armatures dans cette zone,

- *Contraintes normales σ_Y :*

Sans ouverture, la courbe est très correcte, les contraintes transversales sont maximales en fibre inférieure et minimales (nulles) en fibre supérieure. L'ouverture fait diminuer la contrainte σ_Y pour l=0 (moins comprimée transversalement), mais grimpe pour atteindre la valeur de: $\sigma_Y = -7,6 \ MPa$; la différence à la distance l=1,6m est de: $\Delta(\sigma_Y) = -6 \ MPa$; qui est importante, voir (la figure 7).

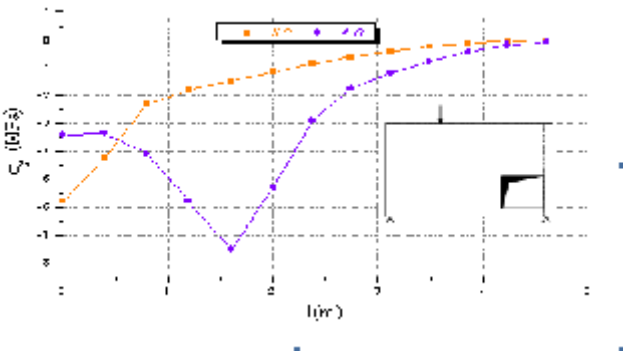


Figure 7. *Variation de σ_y sur le bord droite de l'ouverture, (Abaqus).*

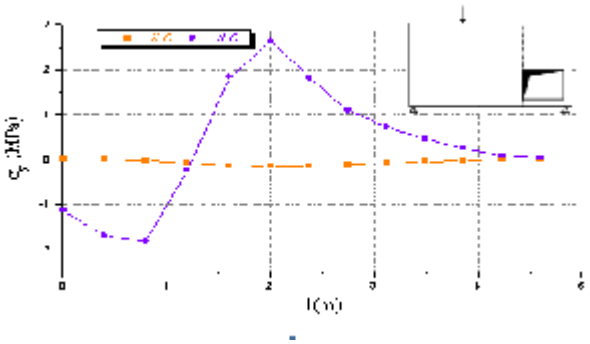


Figure 8. *Variation de σ_y sur le bord gauche de l'ouverture, (Abaqus).*

Sans ouverture, les valeurs de σ_Y sont pratiquement nulles le long de ce bord. On est suffisamment loin de l'appui et suffisamment loin du point d'application de la force extérieure. Avec ouverture, la demie partie inférieure de l'ouverture est comprimée, alors que l'autre demie partie est tendue $\sigma_Y = 2,6\,MPa$, a prévoir des armatures transversales surtout pour la partie gauche supérieure de l'ouverture, voir (la figure 8).

- *Contraintes tangentielles τ_{XY} :*

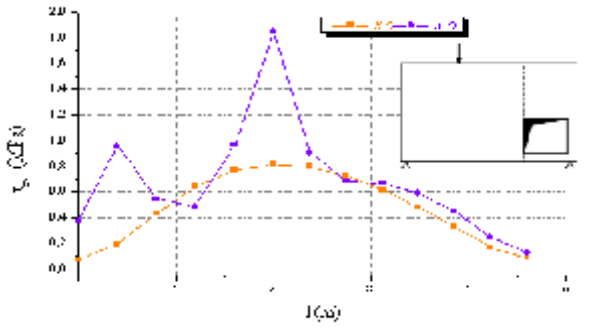


Figure 9. *Variation de τ_{xy} sur le bord gauche de l'ouverture, (Abaqus).*

Pour le cas (S.O), la courbe de variation des contraintes de cisaillement est tout a fait correcte, une distribution parabolique avec un maximum au milieu (qui peut être calculé par la formule de Jouravski). L'ouverture perturbe cette distribution surtout pour la partie inférieure. La différence pour l=2m est de : $\Delta(\tau_{XY}) = 1\,MPa$ (125%) parabolique mais n'est plus symétrique. Nous avons une différence (pour l=2m), de : $\Delta(\tau_{XY}) = 1,1\,MPa$, voir (la figure 9).

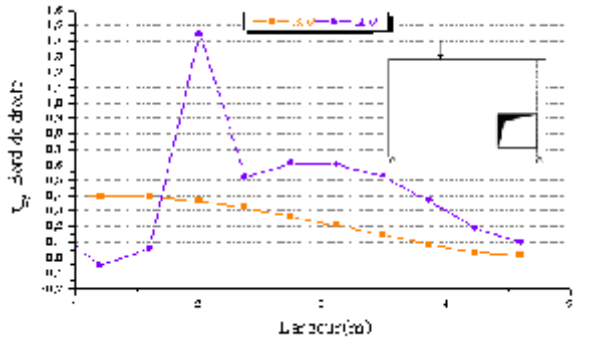


Figure 10. *Variation de τ_{xy} sur le bord supérieur de l'ouverture, (Abaqus).*

A l'approche de l'appui droit pour le cas (S.O), la courbe de variation des contraintes de cisaillement est toujours parabolique mais n'est plus symétrique. Nous avons une différence (pour l=2m), de : $\Delta(\tau_{XY}) = 1{,}1\,\boldsymbol{MPa}$ (315%), voir (la figure 10).

- *Les courbes Iso valeurs*

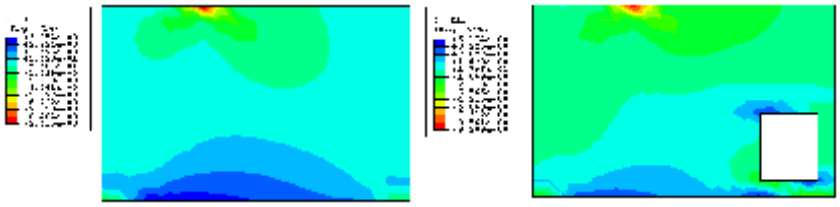


Figure 11. *Contraintes normales* σ_X *, (Abaqus)*

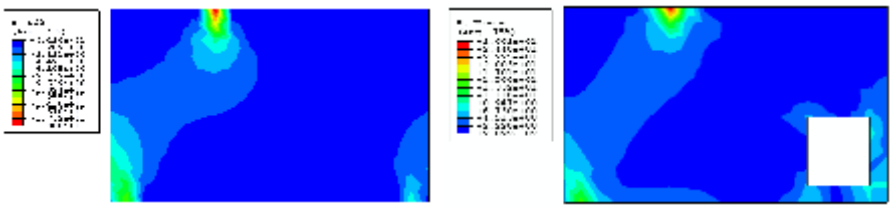


Figure 12. *Contraintes normales* σ_Y *, (Abaqus)*

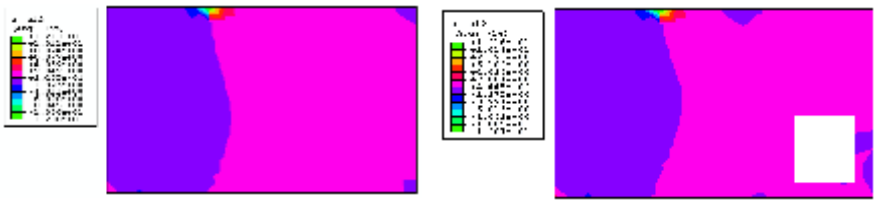


Figure 13. *Contraintes* de cisaillement τ_{XY} *, (Abaqus)*

II.2. POUTRE ECHANCREE EN EXTREMITE :

Ce sont des poutres minces a comportement membranaire (état plan de contrainte) présentant un changement de section aux deux extrémités. Nous avons jugé utile d'étudier l'influence de l'échancrure sur la flèche et la distribution des contraintes. Cette échancrure peut être considérée à notre sens comme une ouverture au droit des angles inférieurs de la poutre. [5]

**Les données sont :*

- V=0,156
- E=34500 MPa
- Maillage de (32X6)

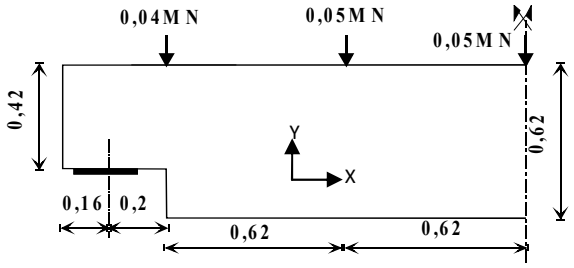


Figure 14. *Poutre avec échancrure d'about*

Quant a l'utilisation, l'auteur [5] ne la spécifie pas, mais nous considérons qu'ils existent des contraintes architecturales et fonctionnelles (hauteur a disposition), qui imposent ce genre de structure.

II.2.1. Influence de l'échancrure sur la flèche :

Sur toute la longueur, les déplacements (obtenus par ABAQUS) de la poutre avec échancrure dépassent ceux de la poutre sans échancrure, ce qui est logique vue la diminution de la section dans le deuxième cas, voir (la figure15).

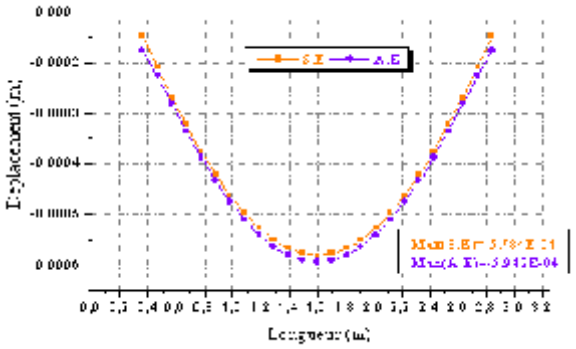


Figure 15. *Influence de l'échancrure sur les déplacements, (Abaqus).*

II.2.2. Influence de l'échancrure sur La variation des contraintes :

Concernant la variation de σ_X le long de la poutre avec et sans échancrure, on ne peut que confirmer les valeurs extrêmes que prennent ces contraintes lorsque il y a une variation de section (au voisinage de l'échancrure). On note ici que σ_X est toujours positive (état de traction) sauf au niveau des appuis voir (la figue 16).

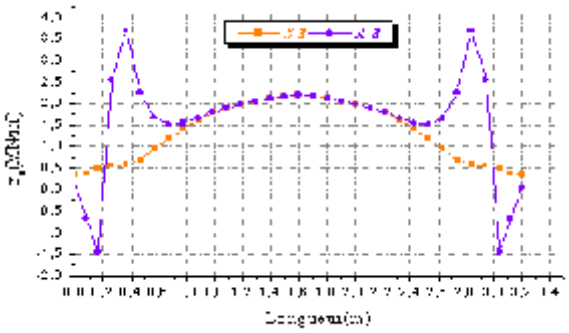


Figure 16. *Variation de σ_X en fonction de la longueur, (Abaqus).*

Pour le cas de σ_Y , les valeurs prises sont pratiquement nulles, sauf aux niveaux des appuis où elles sont maximales, et surtout pour le cas de la poutre avec échancrure, voir (la figure17).

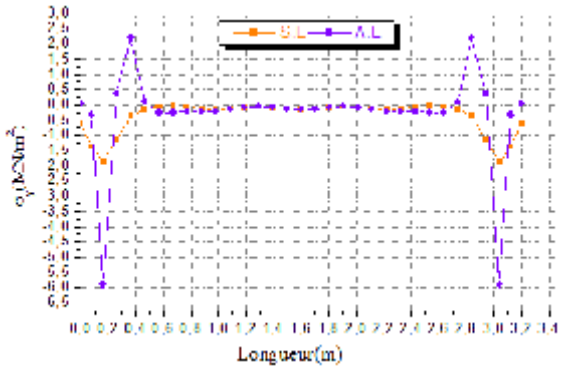


Figure 17. *Variation de σ_Y en fonction de la longueur, (Abaqus).*

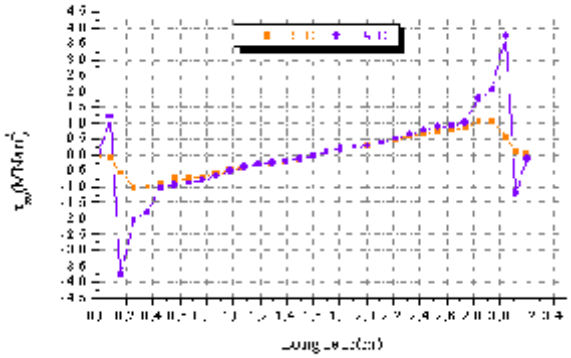


Figure 18. *Variation de τ_{XY} en fonction de la longueur, (Abaqus).*

Le diagramme de variation de τ_{XY} est tout à fait correct, il a la même allure que celui des efforts tranchants d'une poutre sans échancrure chargée symétriquement. Le même constat est à signaler ici, c'est celui des valeurs extrêmes atteintes par τ_{XY} à cause de la variation de la section de la poutre au niveau des appuis (les échancres). Dans ces régions il faut prévoir un renforcement de ferraillage par rapport a une poutre normale sans échancrures voir (la figure18).

- *Les courbes Iso valeurs*

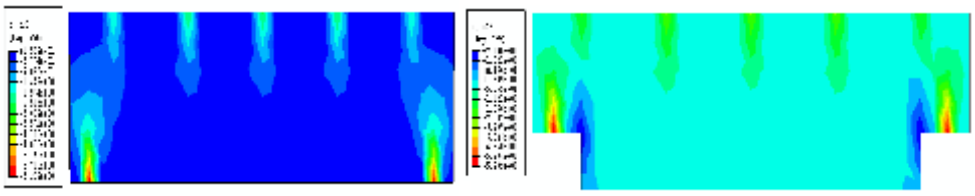


Figure 19. *Contraintes normales σ_X , (Abaqus)*

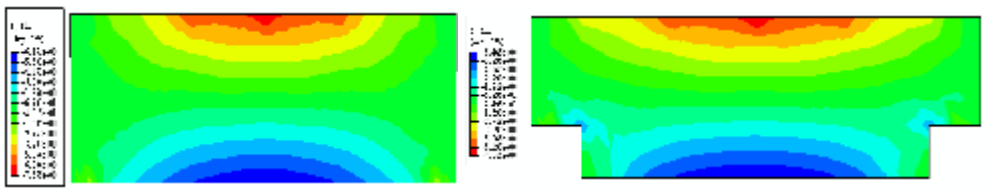


Figure 20. *Contraintes normales σ_Y , (Abaqus)*

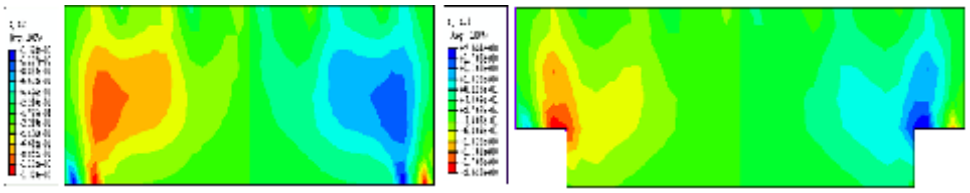


Figure 21. *Contraintes* de cisaillement τ_{XY} *, (Abaqus)*

III. CONCLUSION

A travers les résultats (utilisation de code de calcul REC et logiciel -ABAQUS-) nous avons montré que la présence des ouvertures (changement de géométrie) dans les structures a comportement membranaire influencent directement sur les déformations et sur la distribution des contraintes (changent parfois carrément de signe).

L'ingénieur doit être très vigilant par la présence de ces ouvertures, car ces dernières sont la source de risque de dislocation et de perte de stabilité, si elles ne sont pas bien prises en charge et méritent une grande attention de sa part. Enfin le présent document mérite d'être étalé, pour prendre en compte plus de cas de disposition et de nombre d'ouvertures.

IV. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] ABAQUS/Version 6.6 Pawtucket USA, Hibbitt, Inc, ABAQUS 2006.
[2] Belarbi M.T., Introduction à la Méthode des éléments finis cours et applications partie I et II. Université de Biskra. 2004/ 2005/2006.
[3] Guettafi. N. (2009), Calcul par éléments finis des structures présentant des ouvertures, mémoire de fin d'étude Ingéniorat, D.G.C. Université de Batna.
[4] Rahmani O. et Kebdani S. (1988), Introduction à la méthode des éléments finis pour les Ingénieurs. Office des Publication Universitaires (Alger).
[5] Thonier, Henry. (2005), Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 4, Presses Ponts et Chaussées

VIBRATION LIBRE DES PLAQUES SANDWICHES EN FGM UTILISANT UN CŒUR RIGIDE ET HOMOGENE

Lazreg Hadji[1, 2], Zoubida Khelifa[1,2], Mohamed Zidour[1,2], Youcef Tlidji[1, 2], Tahar Hassaine Daouadji[1, 2], El Abess Adda Bedia[2]

[1] *Université Ibn Khaldoun, BP 78 Zaaroura, Tiaret, Algérie*

[2] *Laboratoire des Matériaux & Hydrologie, Université de Sidi Bel Abbes, Algérie.*

Thème N° x : 03

Résume

Cet article utilise la théorie des plaques raffinées de quatre variables pour l'analyse de la vibration libre des plaques sandwiches à propriétés graduellement variés (FGM) utilisant un cœur rigide et homogène. La théorie présentée est de forme compatible et fortement similaire à la théorie classique des plaques dans plusieurs cotés. Elle n'exige pas des facteurs de correction de cisaillement, et donne lieu à des variations parabolique des contraintes de cisaillement transversale à travers l'épaisseur pour satisfaire les conditions des contraintes de cisaillement nulles dans les faces supérieur et inférieur de la plaque. Les fréquences fondamentales sont trouvées par la résolution des problèmes aux valeurs propres. La théorie proposée est précise et simple dans la résolution du comportement de vibration libre des plaques sandwiches en FGM.

Mots –Clés : *Fréquence, Cœur rigide, Plaques sandwiches, Solution de Navier, Vibration libre.*

1. INTRODUCTION

Dans ce travail on étudié le comportement vibratoire des structures fonctionnellement graduées (plaques sandwiches), avec prise en compte de l'effet de cisaillement transverse, tout en assumant que les propriétés matérielles varient selon une loi de puissance suivant la direction transversale de la structure. Nous utilisons une théorie simple et raffinée de déformation de cisaillement transverse d'ordre élevé pour la réponse dynamique des plaques sandwiches en FGM avec cœur rigide et homogène. Les équations du mouvement seront obtenues en appliquant le principe d'Hamilton, Les fréquences fondamentales sont trouvées par la résolution du problème aux valeurs propres. La théorie proposée est précise et simple dans la résolution du comportement de vibration libre des plaques sandwiches en FGM en utilisant un cœur rigide et homogène.

2. THEORIE DES PLAQUES RAFFINEES POUR LES PLAQUES SANDWICHES A GRADIENT DE PROPRIETE

2.1 Configuration géométrique

Prenons le cas d'une plaque sandwich FGM d'épaisseur uniforme, composée de trois couches hétérogènes voir la Fig.1, de longueur a , de largeur b et d'épaisseur h . Les faces supérieure et inférieure de la plaque sont à $z = \pm h/2$, et les bords de la plaque sont parallèles aux axes x et y .

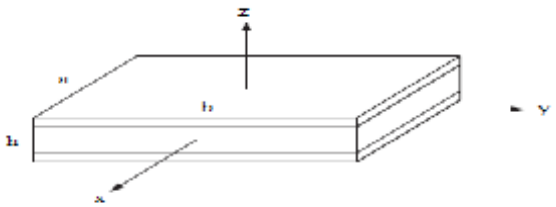


Figure 1. Géométrie de la plaque sandwich rectangulaire FGM.

La plaque sandwich est composée de trois couches élastiques, voir la Fig. 2, Les ordonnées verticales de ces couches de bas vers le haut de la plaque sandwich FGM, sont désignées par $h_1 = -h/2$, h_2, h_3, $h_4 = h/2$, respectivement.

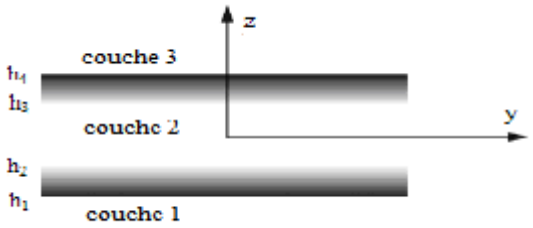


Figure 2. La variation de corps le long de l'épaisseur de la plaque sandwich FGM.

2.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés du FGM varient continuellement due au changement gradué de la fraction volumique des matériaux constitutifs (céramique et métal), généralement dans le sens de l'épaisseur. La fonction de loi de puissance est couramment utilisée pour décrire ces variations des propriétés des matériaux.
La fraction volumique du FGM est supposé varient suivant l'épaisseur de la plaque selon une fonction simple en loi de puissance :

$$V^{(1)} = \left(\frac{z - h_1}{h_2 - h_1}\right)^k \quad z \in [h_1, h_2] \tag{1a}$$

$$V^{(2)} = 1, z \in [h_2, h_3] \tag{1b}$$

$$V^{(3)} = \left(\frac{z - h_4}{h_3 - h_4}\right)^k \quad z \in [h_3, h_4] \tag{1c}$$

Où, $V^{(n)}, (n = 1,2,3)$ désigne la fonction de la fraction volumique de la couche n; k est l'indice de puissance qui d'écrit le profil de variation des matériaux suivant l'épaisseur.
Les propriétés matérielles effectives, comme le module de Young E, coefficient de Poisson ν, et la densité de masse ρ, peuvent être exprimée par une loi de mélange comme :

$$P^{(n)}(z) = P_2 + (P_1 - P_2)V^{(n)} \tag{2}$$

où $P^{(n)}$ est la propriété matérielle effective du FGM de la couche n. Pour ce type de plaque, P_1 et P_2 sont les propriétés des faces supérieure et inférieure de la couche1, respectivement, et vice versa pour la couche 3 en fonction de la fraction de volume $V^{(n)}$, $(n = 1,2,3)$;

2.3 Cinématique et Équations Constitutives

Le champ de déplacement utilisé dans cette étude est le suivant :

$$U(x,y,z) = u(x,y) - z\frac{\partial w_b}{\partial x} + z\left(\frac{1}{4} - \frac{5}{3}\left(\frac{z}{h}\right)^2\right)\frac{\partial w_s}{\partial x}$$

$$V(x,y,z) = v(x,y) - z\frac{\partial w_b}{\partial y} + z\left(\frac{1}{4} - \frac{5}{3}\left(\frac{z}{h}\right)^2\right)\frac{\partial w_s}{\partial y} \qquad (3)$$

$$W(x,y,z) = w_b(x,y) + w_s(x,y).$$

Les déformations associées avec les déplacements dans l'équation (3) sont :

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \varepsilon_x^0 + z\,k_x^b + f\,k_x^s \\ \varepsilon_y = \varepsilon_y^0 + z\,k_y^b + f\,k_y^s \\ \gamma_{xy} = \gamma_{xy}^0 + z\,k_{xy}^b + f\,k_{xy}^s \\ \gamma_{yz} = g\,\gamma_{yz}^s \\ \gamma_{xz} = g\,\gamma_{xz}^s \\ \varepsilon_z = 0 \end{cases} \qquad (4)$$

Où

$$f = -\frac{1}{4}z + \frac{5}{3}z\left(\frac{z}{h}\right)^2, \quad g = \frac{5}{4} - 5\left(\frac{z}{h}\right)^2 \qquad (5)$$

2.4 Équations Gouvernantes

L'énergie de déformation de la plaque peut être écrite comme :

$$U_e = \frac{1}{2}\int_V \left[\sigma_x\varepsilon_x + \sigma_y\varepsilon_y + \tau_{xy}\gamma_{xy} + \tau_{yz}\gamma_{yz} + \tau_{zx}\gamma_{zx}\right]dV \qquad (6)$$

En intégrant par partie suivant l'épaisseur de la plaque sandwich, l'énergie de déformation de la plaque peut être écrite comme :

$$U_e = \frac{1}{2}\int_A \left[N_x \varepsilon_x^0 + N_y \varepsilon_y^0 + N_{xy} \varepsilon_{xy}^0 + M_x^b k_x^b + M_y^b k_y^b + M_{xy}^b k_{xy}^b + M_x^s k_x^s + M_y^s k_y^s + M_{xy}^s k_{xy}^s + S_{yz}^s \gamma_{yz}^s + S_{xz}^s \gamma_{xz}^s \right] dxdy \tag{7}$$

Les forces et moments résultants sont donnés comme :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M^b \\ M^s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & B^s \\ B & D & D^s \\ B^s & D^s & H^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ k^b \\ k^s \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} S_{yz}^s \\ S_{xz}^s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{44}^s & 0 \\ 0 & A_{55}^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{yz}^s \\ \gamma_{xz}^s \end{Bmatrix} \tag{8}$$

$$A = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & 0 \\ A_{12} & A_{22} & 0 \\ 0 & 0 & A_{66} \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & 0 \\ B_{12} & B_{22} & 0 \\ 0 & 0 & B_{66} \end{bmatrix}, D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 \\ D_{12} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix} \tag{9}$$

$$B^s = \begin{bmatrix} B_{11}^s & B_{12}^s & 0 \\ B_{12}^s & B_{22}^s & 0 \\ 0 & 0 & B_{66}^s \end{bmatrix}, D^s = \begin{bmatrix} D_{11}^s & D_{12}^s & 0 \\ D_{12}^s & D_{22}^s & 0 \\ 0 & 0 & D_{66}^s \end{bmatrix}, H^s = \begin{bmatrix} H_{11}^s & H_{12}^s & 0 \\ H_{12}^s & H_{22}^s & 0 \\ 0 & 0 & H_{66}^s \end{bmatrix} \tag{10}$$

L'énergie cinétique de la plaque peut être écrite comme :

$$T = \frac{1}{2}\int_V \rho \left[\dot{U}^2 + \dot{V}^2 + \dot{W}^2 \right] dV = \frac{1}{2}\int_A I_0 \left[\dot{u}^2 + \dot{v}^2 + (\dot{w}_b + \dot{w}_s)^2 \right] dxdy + \frac{1}{2}\int_A \left\{ I_2 \left[\left(\frac{\partial \dot{w}_b}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \dot{w}_b}{\partial y} \right)^2 \right] + \frac{I_2}{84} \left[\left(\frac{\partial \dot{w}_s}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \dot{w}_s}{\partial y} \right)^2 \right] \right\} dxdy \tag{11}$$

Les équations du mouvement sont obtenues en utilisant le principe d'Hamilton, qui peut être écrit comme :

$$0 = \int_0^t \delta (U_e - T)\, dt \tag{12}$$

En rassemblant les coefficients δu, δv, δw_b et δw_s, les équations du mouvement pour la plaque sandwich FGM résultantes sont :

$$
\begin{aligned}
&\delta u: \frac{\partial N_x}{\partial x}+\frac{\partial N_{xy}}{\partial y}=I_0\ddot{u}\\
&\delta v: \frac{\partial N_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial N_y}{\partial y}=I_0\ddot{v}\\
&\delta w_b: \frac{\partial^2 M_x^b}{\partial x^2}+2\frac{\partial^2 M_{xy}^b}{\partial x\partial y}+\frac{\partial^2 M_y^b}{\partial y^2}=I_0(\ddot{w}_b+\ddot{w}_s)-I_2\left(\frac{\partial^2\ddot{w}_b}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\ddot{w}_b}{\partial y^2}\right)\\
&\delta w_s: \frac{\partial^2 M_x^s}{\partial x^2}+2\frac{\partial^2 M_{xy}^s}{\partial x\partial y}+\frac{\partial^2 M_y^s}{\partial y^2}+\frac{\partial S_{xz}^s}{\partial x}+\frac{\partial S_{yz}^s}{\partial y}=I_0(\ddot{w}_b+\ddot{w}_s)-\frac{I_2}{84}\left(\frac{\partial^2\ddot{w}_s}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\ddot{w}_s}{\partial y^2}\right)
\end{aligned}
\tag{13}
$$

Équation (13) peuvent être exprimée en termes des déplacements (u, v, w_b, w_s) en remplaçant les forces résultantes de l'équation (8). Pour la plaque de FGM, les équations d'équilibre (13) prennent la forme :

$$
\begin{aligned}
&A_{11}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+A_{66}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}+(A_{12}+A_{66})\frac{\partial^2 v}{\partial x\partial y}-B_{11}\frac{\partial^3 w_b}{\partial x^3}-(B_{12}+2B_{66})\\
&-B_{11}^s\frac{\partial^3 w_s}{\partial x^3}-(B_{12}^s+2B_{66}^s)\frac{\partial^3 w_s}{\partial x\partial y^2}=I_0\ddot{u}
\end{aligned}
\tag{14a}
$$

$$
\begin{aligned}
&(A_{12}+A_{66})\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial y}+A_{66}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+A_{22}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}-(B_{12}+2B_{66})\frac{\partial^3 w_b}{\partial x^2\partial y}\\
&-B_{22}\frac{\partial^3 w_b}{\partial y^3}-B_{22}^s\frac{\partial^3 w_s}{\partial y^3}-(B_{12}^s+2B_{66}^s)\frac{\partial^3 w_s}{\partial x^2\partial y}=I_0\ddot{v}
\end{aligned}
\tag{14b}
$$

$$
\begin{aligned}
&B_{11}\frac{\partial^3 u}{\partial x^3}+(B_{12}+2B_{66})\frac{\partial^3 u}{\partial x\partial y^2}+(B_{12}+2B_{66})\frac{\partial^3 v}{\partial x^2\partial y}\\
&+B_{22}\frac{\partial^3 v}{\partial y^3}-D_{11}\frac{\partial^4 w_b}{\partial x^4}-2(D_{12}+2D_{66})\frac{\partial^4 w_b}{\partial x^2\partial y^2}\\
&-D_{22}\frac{\partial^4 w_b}{\partial y^4}-D_{11}^s\frac{\partial^4 w_s}{\partial x^4}-2(D_{12}^s+2D_{66}^s)\frac{\partial^4 w_s}{\partial x^2\partial y^2}\\
&-D_{22}^s\frac{\partial^4 w_s}{\partial y^4}=I_0(\ddot{w}_b+\ddot{w}_s)-I_2\nabla^2\ddot{w}_b
\end{aligned}
\tag{14c}
$$

$$
\begin{aligned}
&B_{11}^s\frac{\partial^3 u}{\partial x^3}+(B_{12}^s+2B_{66}^s)\frac{\partial^3 u}{\partial x\partial y^2}\\
&+(B_{12}^s+2B_{66}^s)\frac{\partial^3 v}{\partial x^2\partial y}+B_{22}^s\frac{\partial^3 v}{\partial y^3}-D_{11}^s\frac{\partial^4 w_b}{\partial x^4}\\
&-2(D_{12}^s+2D_{66}^s)\frac{\partial^4 w_b}{\partial x^2\partial y^2}-D_{22}^s\frac{\partial^4 w_b}{\partial y^4}-H_{11}^s\frac{\partial^4 w_s}{\partial x^4}\\
&-2(H_{12}^s+2H_{66}^s)\frac{\partial^4 w_s}{\partial x^2\partial y^2}-H_{22}^s\frac{\partial^4 w_s}{\partial y^4}\\
&+A_{55}^s\frac{\partial^2 w_s}{\partial x^2}+A_{44}^s\frac{\partial^2 w_s}{\partial y^2}=I_0(\ddot{w}_b+\ddot{w}_s)-\frac{I_2}{84}\nabla^2\ddot{w}_b
\end{aligned}
\tag{14d}
$$

2.5 Solution de Navier pour une Plaque Sandwich sur Appuies Simples

Pour une solution analytique des équations (14), la méthode de Navier est utilisée pour une plaque sandwich FGM avec des conditions de bords spécifiques (appuyée - appuyée).
Les fonctions des déplacements qui satisfont les équations des conditions aux limites sont développées en séries de Fourier comme suit :

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w_b \\ w_s \end{Bmatrix} = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \begin{Bmatrix} U_{mn} \cos(\lambda x) \sin(\mu y) e^{i\omega t} \\ V_{mn} \sin(\lambda x) \cos(\mu y) e^{i\omega t} \\ W_{bmn} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) e^{i\omega t} \\ W_{smn} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) e^{i\omega t} \end{Bmatrix} \tag{15}$$

Les équations, ci-dessous, des valeurs propres pour n'importe quelle valeur fixe de m et n, pour le problème de vibration libre peut être écrite comme :

$$\left([K] - \omega^2 [M]\right)\{\Delta\} = \{0\} \tag{16}$$

3. RESULTATS NUMERIQUES ET DISCUSSIONS

Pour la plaque FGM Les propriétés matérielles utilisées dans la présente étude sont :
Céramique (P_1, alumine, Al_2O_3)

$E_c = 380\text{GPa}$, $\nu = 0.3$ et $\rho_c = 3800\text{kg/m}^3$.

Métal (P_2, Aluminium, Al)

$E_m = 70\text{GPa}$, $\nu = 0.3$ et $\rho_m = 2707\text{kg/m}^3$.

Le paramètre de fréquence naturelle adimensionnel est défini comme :

$$\overline{\varpi} = \frac{\varpi b^2}{h}\sqrt{\frac{\rho_0}{E_0}} \tag{17}$$

Où $\rho_0 = 1\text{kg/m}^3$, et $E_0 = 1\text{GPa}$.

La figure 3 montre les paramètres de fréquences fondamentaux en fonction du rapport épaisseur - côté des plaques sandwiches P - FGM simplement appuyées avec un cœur rigide et homogène.

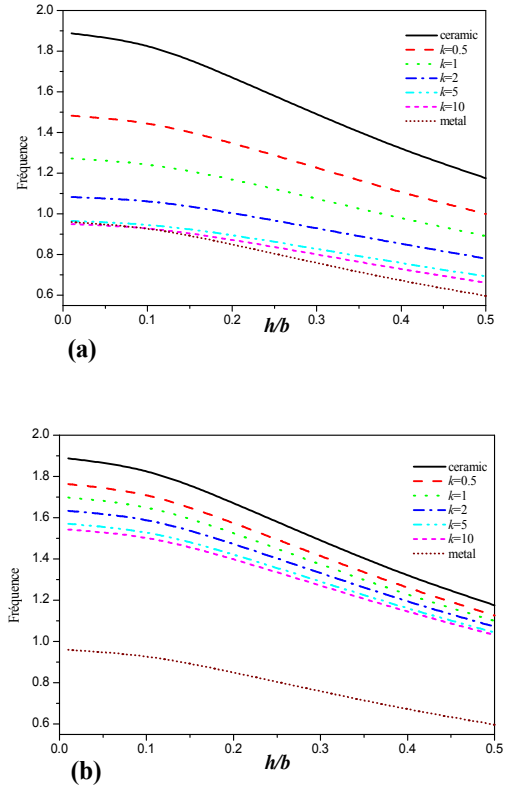


Figure 3. Fréquences fondamentales des plaques sandwiches P-FGM avec un cœur rigide et homogène : (a) plaque sandwich FGM 1-0-1, (b) plaque sandwich FGM 1-8-1**.**

Les fréquences sont maximales pour les plaques en céramiques et minimales pour les plaques en métal. On constate que les résultats augmentent lentement lorsque la quantité de la céramique augmente dans la plaque sandwich.
Il est montré que l'effet de l'indice k sur la plaque sandwich 1-0-1 sans la couche du cœur homogène, est plus grand que celle de sandwich 1-8-1 avec un cœur rigide et homogène.

4. CONCLUSION

En conclusion, on peut dire que la théorie raffinée proposée est exacte et simple pour la résolution du comportement des vibrations libres des plaques sandwiches en FGM. La théorie prend en compte les effets de cisaillement transversal et la distribution parabolique des contraintes de cisaillement transversales à travers l'épaisseur de la plaque.

References

[1] Bao. Young, G., Wang, L. Multiple cracking in functionally graded ceramic/metal coatings. International Journal of Solids and Structures 32, 2853–2871 (1995).
Marur, P.R. Fracture Behaviour of Functionally Graded Materials, PhD Thesis, Auburn University, Alabama (1999).
[2] Li, Q., Iu, V.P., Kou, K.P. Three-dimensional vibration analysis of functionally graded material sandwich plates. Journal of Sound and Vibration 311, 498–515 (2008).

EVALUATION DE LA CAPACITE D'UNE CONSTRUCTION PAR LA METHODE PUSH -OVER

Fatima Mekkari[1], Lazreg Hadji[1], Tahar Hassaine Daouadji[1], Zohra Abdelhak[1],
[1] *Université Ibn Khaldoun, BP 78 Zaaroura, Tiaret, Algérie,makari44@hotmail.com*

Thème N° 03

Résume
La prévision ou bien l'estimation du dommage est un axe du génie parasismique qui nous donne des informations sur les endommagements qui peuvent être subis par une structure, et les éléments qui vont être touchés lors d'un futur séisme, et à partir de ces prévision, la décision est prise pour ou non à la recommandation de l'application des systèmes de renforcement qui existent selon une étude de faisabilité. L'analyse temporelle est considérée comme étant la procédure la plus rigoureuse pour la détermination des différentes réponses (déplacements, efforts internes,..) ; mais ces dernières années, les ingénieurs de structure utilisent de plus en plus l'analyse statique non-linéaire plus connue sous le nom de l'analyse push over de par sa simplicité. Dans cette méthode, la structure est soumise à un champ de forces latérales croissant progressivement jusqu'à ce que des modes de ruine. Le calcul sismique par cette nouvelle approche est une combinaison entre la méthode de capacité représenté par l'analyse push over, et le spectre inélastique déduit à partir du spectre élastique par le biais du facteur de réduction. Elle permet un calcul tente de reproduire le comportement réel de l'ouvrage.

Mots clés : *analyse push over, courbe de capacité, spectre de réponse, renforcement.*

1. INTRODUCTION

Le calcul des structures en béton armé soumises à fortes sollicitations sismiques est généralement basé sur l'acceptation de leur comportement dans le domaine non-linéaire ; car il n'est pas réaliste de considérer que leur comportement reste dans le domaine linéaire dans le cas de ce type de séisme.
Les incertitudes et les difficultés du calcul post-élastiqué conduisent souvent à se contenter en pratique de méthodes simples telle que la méthode statique équivalente préconisée par la plupart des règlements parasismiques est notamment RPA99 (version2003).
Face à ces incertitudes pour décrire correctement le comportement réel de la structure, un effort constant a été fourni durant ces dernières décennies pour identifier les paramètres qui contrôlent à travers une procédure statique non-linéaire.

2. ANALYSE PUSHOVER

L'analyse « push over », est une procédure statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales dans la structure sont incrémentées suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans la structure, c'est à dire pousser la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maxi
Les résultats de cette analyse sont obtenus sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

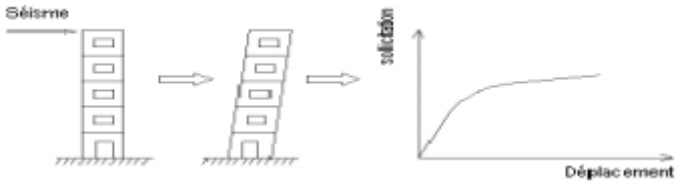


Figure 1. Signification physique de la courbe de capacité.

2.1. Principes théoriques d'analyse Push-over

Le Push-over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser (figure 2). Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.
Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

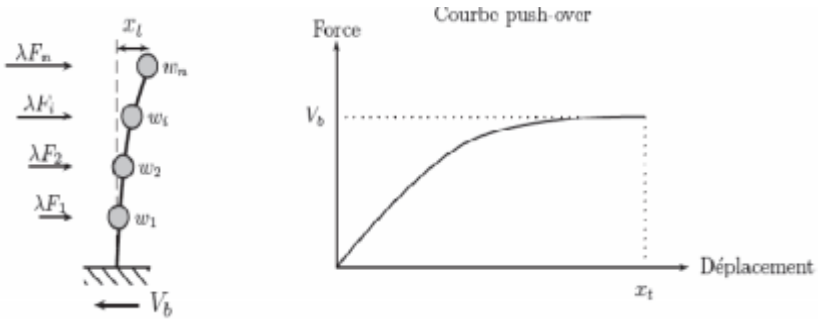


Figure 2. Principe de l'analyse Push-over.

3. APPLICATION

3.1. Description de la structure :

Il s'agit d'une structure rez-de-chaussée plus quatre (04) niveaux avec un vide sanitaire en béton armé, dalles en corps creux de 20cm d'épaisseur, et les dimensions des poutres principale (30x40) cm, et les poutres secondaires sont de dimensions de (30x35) cm, ainsi les poteaux sont de section(30x30)cm, la hauteur de RDC est 4.42m et l'outres niveaux de 3,06m, située en zone III (forte sismicité).

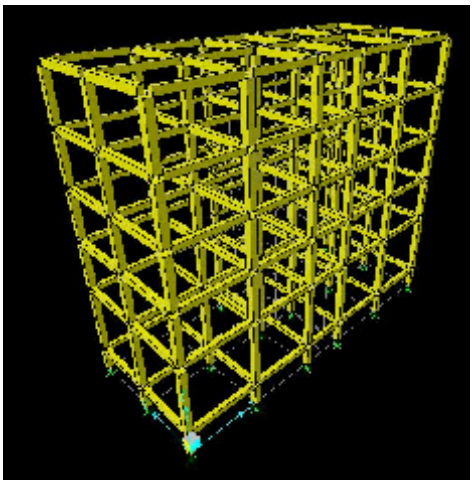


Figure 3. Vue générale du model en 3D.

3.2. Propriété des matériaux :

Nous communiquons ci-après les caractéristiques essentielles des matériaux envisagés dans le cadre de cette étude ; à savoir les contraintes de compression, de flexion et de traction du béton ainsi les contraintes nominales et admissibles pour l'acier a haute adhérence et les ronds lisses.

- Contrainte de compression à 28j …….…… $\sigma_b = 25\ MPa$
- Résistance à la traction à 28j ……... f_{i28}=1.92 MPa
- Module d'élasticité de béton …… E_b = 32164 ,19 MPa
- Acier HA fe E 400 de limite élastique …….. fe = 400 MPa
- Acier Ronds lisses feE24 de limite élastique …… fe = 220 MPa
- Module d'élasticité de l'acier ……Es = 200000 MPa

3.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul dans le fichier de données, le produit (accélération scale, dans le code SAP2000) est défini comme suite (RPA2003) :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \rightarrow 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \rightarrow T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{?} \rightarrow T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) \rightarrow T \ge 3.0s \end{cases}$$

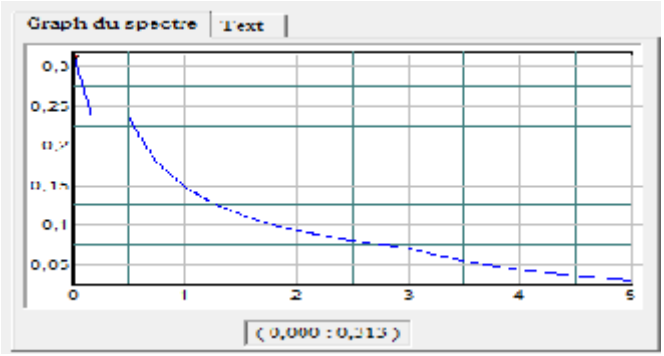


Figure 4. Forme de spectre de réponse

3.4. Détermination de la courbe 'push over'

❖ Nous avons utilisé pour l'obtention du courbe push over le logiciel SAP2000 non-linaire ce logiciel à développer par le CSI (Computer and structure, incorporation) ,en premier lieu les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'offert tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure, nous allons déterminer cette courbe pour voir qu'elle est le sens le plus vulnérable, avant commencer il faut noté certains hypothèse qui on était pris en compte dans la modélisation:

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

3.4.1. *Analyse push over dans le sens x-x*

En détermine alors la courbe de fragilité, elle est donnée sous forme :

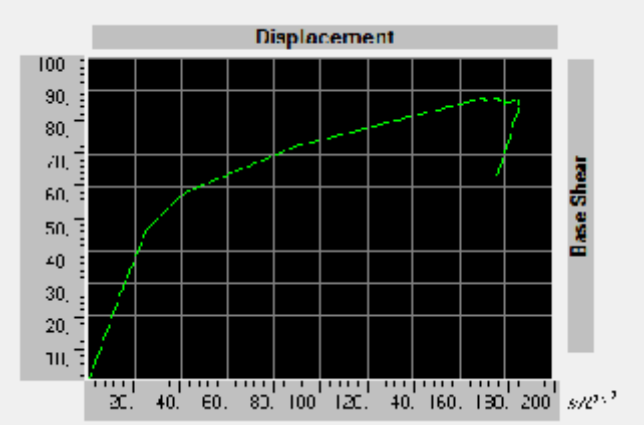


Figure 5 . déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base.

Dans La figure 6, on a la forme générale de notre courbe, on ajoutant le spectre de réponse

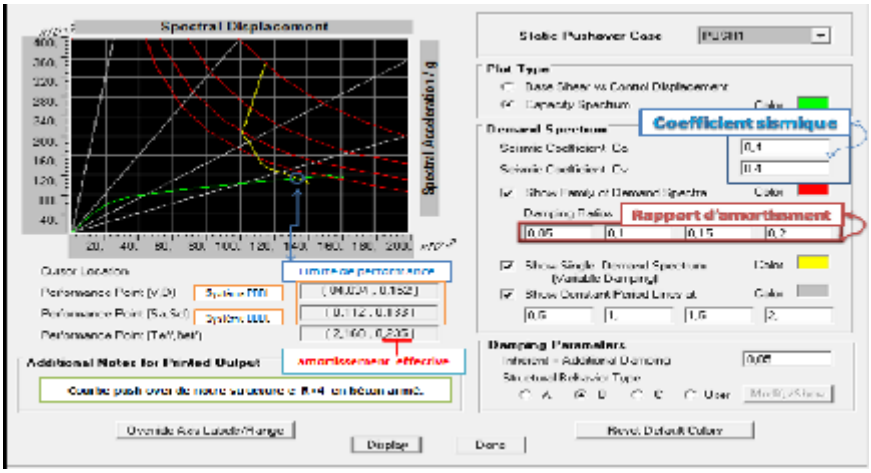


Figure 6 : courbe de fragilité suivent le sens x-x.

En plus ce logiciel nous permet de connaitre le diagramme et la formation des rotules plastique, et leurs positionnements dans la structure étudier, ce que l'on montre dans la figure 7

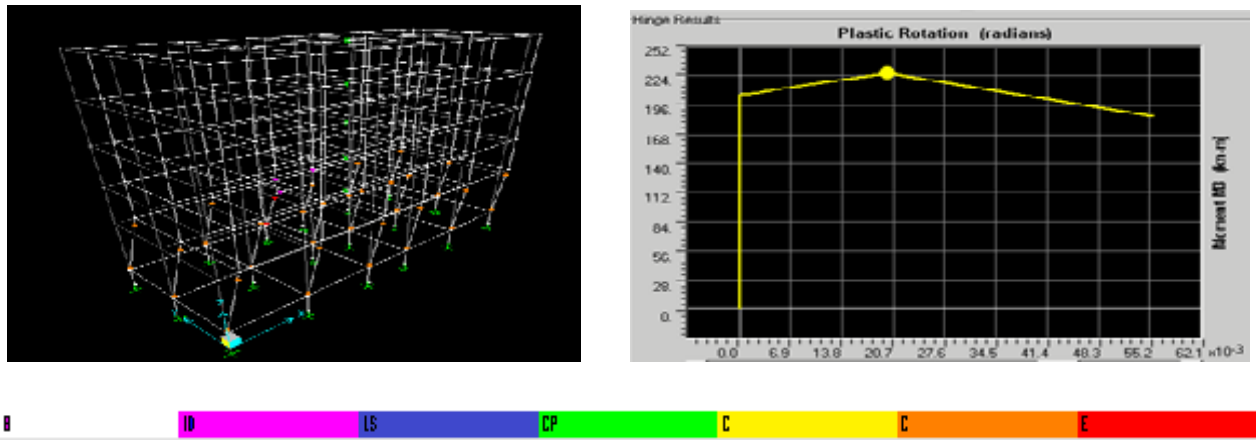
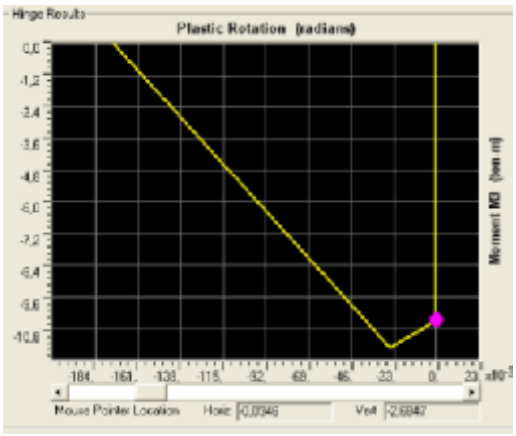


Figure 7 : diagramme et formation des rotules plastiques suivant x-x

3.4.2. *Analyse push over suivant le sens y-y*

La figure (8) et (9) montre le diagramme de rotule plastique et son disposition dans la structure suivant le sens verticale.



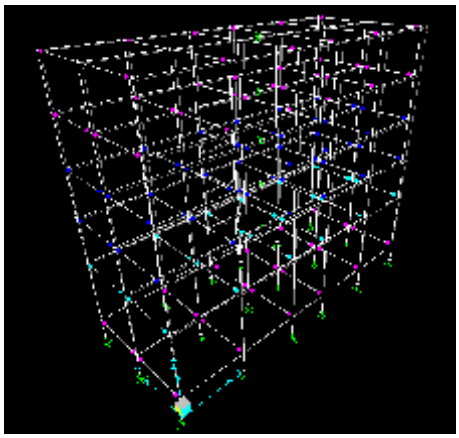


Figure 8. digrame de routil plastique.

figure 9. formation de la rotule plastique.

3.5. Interprétation des résultats :

D'après l'analyse push over nous pouvons comparant les résultats dans les deux sens :

Le sens (x-x) pour un 'effort tranchant d'une valeur de 84.034TN qui correspond à un déplacement de 15.2cm, provoque l'apparition des rotules plastiques de ruine.

Le sens y-y, on remarque qu'il y'a appariation des rotules de types IO au niveau des poutres qui ne causeront pas un grand dommage. Donc on peut dire que notre structure est fragile suivant le sens (x-x).

Pour l'amélioré son niveau de performance il faut donc remédier par utilisons des systèmes de renforcement existants.

4. Chemisages des poteaux :

La section de notre structure sera augmenté par (40x40)cm^2 ou lieu de (30x30)cm^2

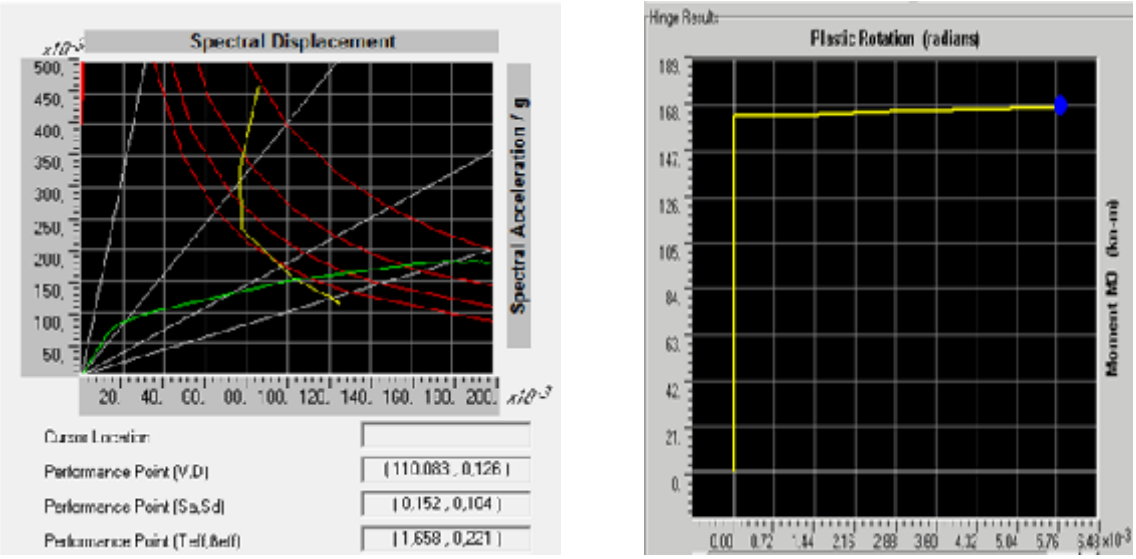


Figure 10. Point de performance et le diagramme de rotule plastique après le chemisage.

La figure (10) montre que l'après de chemisage le niveau de performance de la structure c'est amélioré à cause de la structure peut supporter un effort tranchant de110.083TN au lieu de 84.034TN.
Ainsi nous avons remarqué la formation des rotules plastiques de type LS suivant les poutres, donc la structure est devenue moins fragile

5. Renforcement par l'ajout de mur voile :

La disposition des murs des murs voiles ont étais placée selon la figure (11), ils sont fait en béton armé d'épaisseur de 15cm.lepositionnement de ces derniers est représenté suivant une vue en 3D par la figure (12).

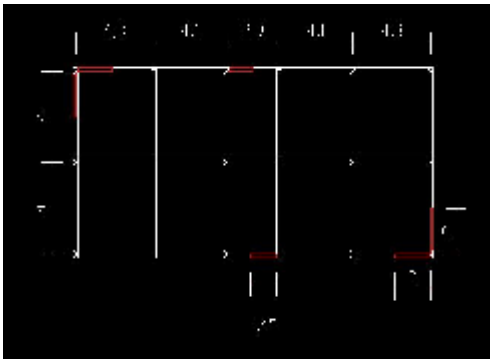


Figure 11 : Vue en plan la disposition des murs voile

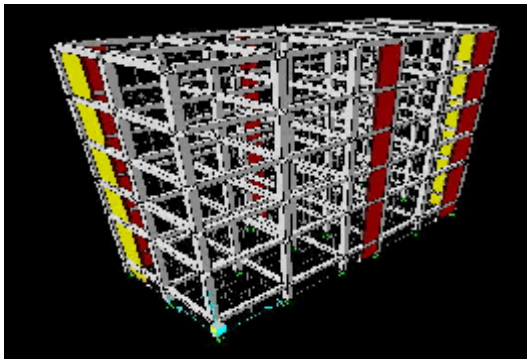


Figure12.Vue en 3D la disposition des murs voile.

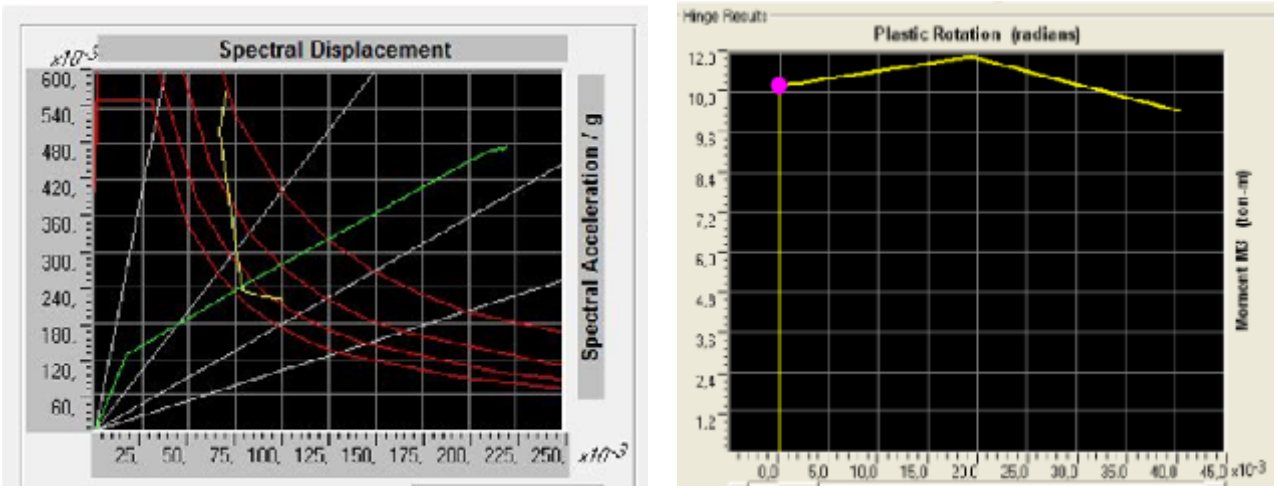


Figure 13. Point de performance et le diagramme de rotule plastique après l'ajout des murs voile en BA.

Après le renforcement de notre structure par des murs voiles, nous voyons bien que le niveau de performance de notre structure c'est amélioré (figure 13), car la structure peut maintenant supporter un effort tranchant de 166,441Tn ou lieu de 84,034Tn, donc la structure est devenus plus performante contrairement à son état initial.

6. Tableau: Récapitulation des résultats :

Tableau 1: Récapitulation des résultats:

	La période **T** (sec).	Effort tranchant **V**(TN).	Déplacement **Δ**(m).	Amortissement effectif (β_{eff}).
Structure	2.168	84.034	0.152	0.235
Structure +Chemisage	1.658	110.083	0.126	0.221
Structure + murs voile en béton armé	1.111	166.441	0.102	0.166

D'après le tableau on peut dire que l'ajout de mur voile augmente la résistance de la structure.

7. CONCLUSION

Ce travail nous a permis de mieux assimiler le comportement non linéaire des structures, la notion de plasticité et de rotules plastiques. Nous avons pu conclure que :
L'analyse « Push over » permet une meilleure évaluation des performances en convertissant la courbe de capacité et le spectre sismique de demande en format ADRS (Accélération Displacement Réponse Spectrum), déterminant le déplacement spectrale sollicité par une accélération spectrale.

References

[1] FEMA 273.BSSC, NEHRP. Guide lines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington 1997.
[2] k. Hamou « modélisation et évaluation des systèmes de renforcement en zone sismique » université de sciences et de la technologie d'Oran (USTOMB, 2006.
[3] Sap 2000 user's manual nonlinear version 12computer and structure. Inc. Berkeley, California, (1999).
[4] Sap 2000web tutoriel12- quick pushover analysis vibration analysis tutorial 12computer and structure. Inc. Berkeley, California, (1999).

ETUDE PARAMETRIQUE DES STRUCTURES

Mourad SERIKMA[1]

[1]*Doctorant à l'Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie ; Ingénieur chargé d'affaire CTC Bejaia*

Thème N° 3 : Comportement des Structures et des Sols

Résumé : *Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.*
L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de forte de sismicité. Pour ce faire, nous procéderons à une étude dynamique classique d'une structure en utilisant 4 alternatives pour les voiles en variant les longueurs afin de comparer le coût de la structure pour les 4 dispositions des voiles en calculant le ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires (béton et acier).

Mots-Clés : *Contreventement mixte, Etude dynamique, Etude paramétrique, poteaux, poutres, voiles.*

1. INTRODUCTION

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des structures. La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour une structure en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.
Après le séisme de Boumerdes, des études faites par des experts, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien (RPA). L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Cette modification a crée un conflit sur les quantités, positions et type de voiles à adopter.

2. DIMENSIONNEMENT DES VOILES EN BETON ARME

Les voiles sont des éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions d'abouts du voile.

2.1.Épaisseur

Sous l'action sismique des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

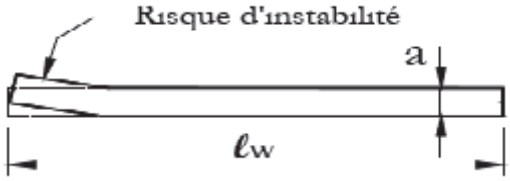


Figure 1*:* Instabilité latérale des voiles

Compte tenue de cette éventualité, le RPA 99 version 2003 (article 7.7) impose une épaisseur minimale de 15 cm ; et à partir de certain niveau de contrainte, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts comme des poteaux ou des voiles en retour.

- ✓ Voile avec deux abouts sur les poteaux
- ✓ Voile avec un seul about sur un poteau
- ✓ Voile à abouts libres

2.2 Hauteur

La hauteur du voile est liée la conception de la structure, elle doit assurer la continuité entre les niveaux ; dans le dimensionnement on s'intéresse la hauteur libre *he*.

2.3 Longueur

Pour des raisons de modélisation le RPA 99 version 2003 exige un minimum de longueur de $L \geq e$; dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

3. MODELISATION

Le bâtiment étudie est un (R+5+SS) avec 24.4 m longitudinalement et 23.5 transversalement implanté en zone III, avec le logiciel ROBO BAT ; on modélise la structure en introduisant des voiles avec différentes dispositions et conditions d'about :

- ✓ voiles avec des poteaux dans les deux bouts;
- ✓ voiles avec une extrémité libre.

Le paramètre de comparaison sera la quantité de matériaux (béton et acier) nécessaire pour les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

Nous avons étudié 4 alternatives pour la disposition des voiles :

- ✓ 1ère disposition:12 voiles de 1,1 m ; une extrémité aboutit dans un poteau et l'autre est libre ; (Fig. 2-a)
- ✓ 2ème disposition : identique à la première avec une longueur de 1,3 ;(Fig. 2-a)
- ✓ 3ème disposition : identique à la première avec une longueur de 1,5 ; (Fig. 4-a)
- ✓ 4ème disposition : 4 voiles de 3,4 m avec les deux poteaux aux deux extrémités. (Fig. 2-b)

Etant donné que la taille des voiles n'est pas la même, nous avons choisi de diminuer le nombre de voiles lorsque leur langueur augmente.

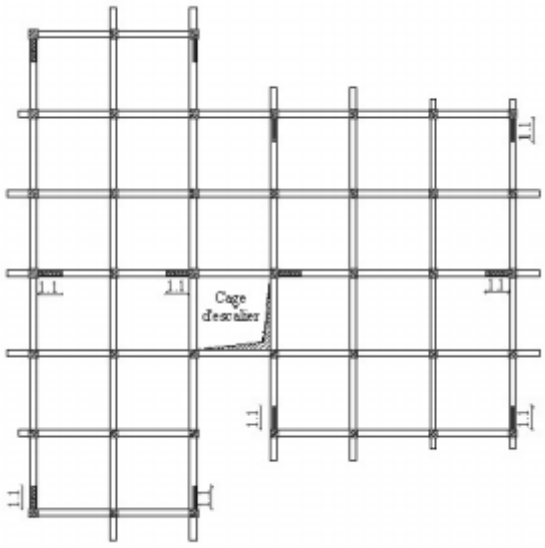


Figure 2.a

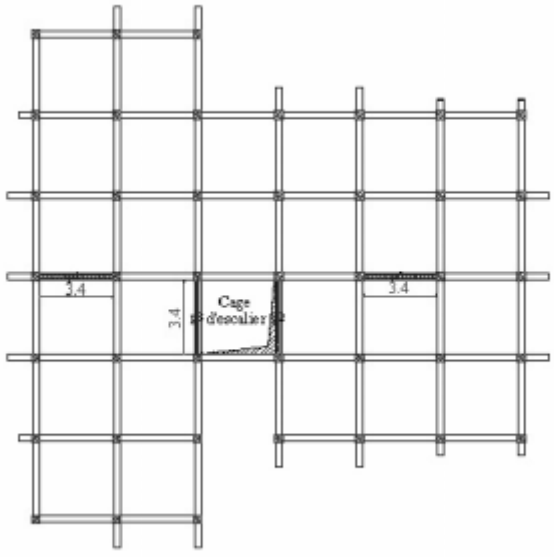


Figure 2.b

Figure 2 *:* Dispositions étudiées

4. ACTION SISMIQUE

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par deux méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique :

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

4.1 Méthode statique équivalente

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment par la méthode statique se fait par les valeurs des paramètres suivants :

Tableau 1.: Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente

Disposition	A	D	Q	R	W	Vt
1ère disposition	0.25	1.909	1.3	5	4094.93	508.12
2ème disposition	0.25	1.909	1.3	5	4112.66	510.32
3ème disposition	0.25	1.909	1.3	5	4134.10	512.98
4ème disposition	0.25	1.909	1.3	5	4039.57	501.25

4.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'introduction de l'action sismique sous forme de spectre de réponse pour prédire les déplacements et les sollicitations dans les éléments d'une structure avec (T_1=0.15 et T_2=0.7). La méthode assure le calcul des valeurs maximales seulement dans chaque mode en utilisant un spectre qui représente la moyenne de plusieurs actions sismiques.

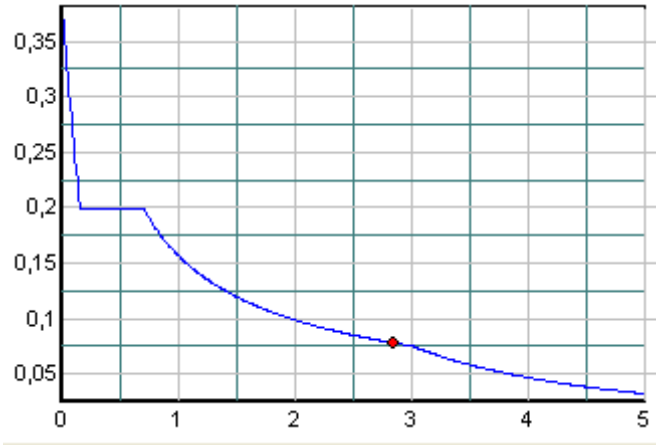


Figure 3 : Spectre de réponse de calcul

4.3. Vérification de la force sismique résultante

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80 % de celle calculée par la méthode statique équivalente V. Dans le cas contraire, cette résultante doit être majorée comme suit : *Vt = 0.8 (Vt/ VMSE) Vt* (1)

Les résultats de la vérification des quatre dispositions sont donnés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Correction de la résultante des forces sismiques données par le spectre

Disposition	V_{MSE}	Vt		Min Vt/ V_{MSE}	Vt majorée	
		X	Y		X	Y
1	508.12	406.12	370.42	0.73	445.06	405.93
2	510.32	406.98	370.52	0.72	452.20	411.68
3	512.98	407.32	371.17	0.72	452.57	412.41
4	501.25	387.21	383.56	0.76	407.58	403.74

5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La variation de la rigidité des voiles (en variant la longueur) influence sur la quantité d'armatures nécessaire dans les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Ceci permettra de choisir la configuration optimale des voiles.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer.
- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution;
- ✓ Les poutres seront ferraillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.

5.1. Section d'armature minimale

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 3 *:* Ferraillage minimal

Elément	Disposition			
	1	2	3	4
Poteaux (40*40)	8T12+4T14			
Poutres (30*35)	6T12			
Voile (e=20)	12T10	14T10	16T10	32T10

5.2. Quantité de matériaux

Les quantités d'acier nécessaires sont récapitulées sur le tableau

Tableau 4 : Poids d'acier nécessaire pour chaque disposition

Disposition	Poids d'acier pour les éléments (kg)			Poids Totale Kg
	Voiles	Poteaux	Poutres	
1	4887.146	11192.028	12325.425	28404.599
2	5536.701	11193.790	11828.379	28558.870
3	6350.357	11136.996	11662.585	29149.938
4	5022.468	9953.682	10870.735	25846.885

On constate que la disposition 4 permet d'économiser 10 à 15% d'acier par rapport aux autres alternatives envisagées.

Tableau 5 *:* Volume de béton nécessaire pour chaque disposition

Disposition	Volume de béton pour les éléments m^3			Volume total m^3
	Voiles	Poteaux	Poutres	
1	43.402	121.459	158.575	323.436
2	49.233			329.267
3	55.064			335.098
4	45.970			326.004

5.3. Rigidité des voiles

Tableau 6 : Rigidité des voiles dans chaque disposition

Disposition	I d'un voile m^4	R d'un voile MPa.m	Nombre de voiles	R des voiles MPa.m
1	0.045	606,102	12	7273.224
2	0.065	882.304	12	10587.648
3	0.091	1231.778	12	14781.336
4	0.988	13305.145	4	53220.58

6. VARIATION DU PRIX DE LA STRUCTURE

Connaissant les quantités de matériaux nécessaires pour chaque disposition, le prix de la structure peut être évalué.

Tableau 7 *:* Prix de la structure avec les différentes dispositions

Disposition	Quantités		Prix DA		
	Béton m^3	Acier kg	Béton	Acier	Somme
1	323.436	28404.599	6468720	2.414391	8883111
2	329.267	28558.870	6585340	2.427504	9012844
3	335.098	29149.938	6701960	2.477745	9179705
4	326.004	25846.885	6520080	2196985	8717065
Prix Unitaire			20000	85	

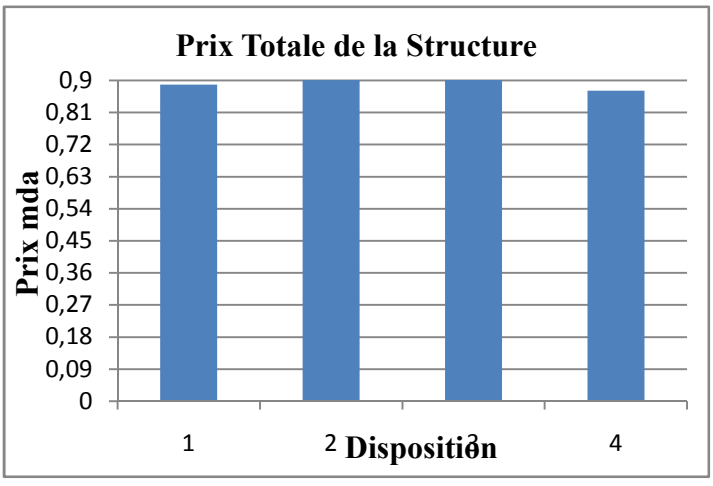


Figure 4 : Variation du prix globale de la structure avec les différentes dispositions

En considérant le facteur prix, la meilleure disposition est la 4ème disposition. Le gain sur le coût total sera de 5 à 8% par rapport aux autres dispositions.

7. CONCLUSION

La conception d'une structure parasismique pour un bâtiment, peut se faire de plusieurs manières, et la meilleure conception est celle qui est conforme aux codes de calcul et qui est la plus économique.
Pour les structures à contreventement par des cadres et des voiles, le facteur coût est un facteur qui ne peut être envisagé qu'avec une grande expérience, et cela est dû à la difficulté présente lors de l'introduction des voiles ; position, dimension et type de voiles à utiliser.
La comparaison des quatre dispositions étudiées dans ce travail nous a permis de conseiller l'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux, car ça permet de :

- Avoir le moins de coffrage ;
- Avoir les plus grandes rigidités des voiles ;
- Eliminer la formation des poutres courtes ;
- Eviter la concentration des efforts dans certains poteaux ;
- Avoir le coût optimal.

Enfin, la forme irrégulière du bâtiment est un facteur négatif qui a limité les possibilités de positionnement des voiles et qui a augmenté la complexité du comportement de la structure.

Bibliographie

[1] CBA 93. C.G.S
[2] Le Covec, J : « Calcul selon les B.A.E.L. 83 ». Eyrolles. 1984.
[3] RPA 99 révisées 2003.C.G.S.
[4] EUROCODE 1« Actions sur les structures- Actions sur les structures exposée au feu». Afnor. 1997
[5] Perchat, J et al : « Pratique du B.A.E.L. 91 ». Eyrolles. 1998
[6] Davidovici, D : « Formulaire du béton armé, Volume 2 ». Le Moniteur. 1995
[7] Belazoughi, M : « Cours de béton armé tome 2 ». O.P.U. 1983.
[8] Boukhemacha ML, Hamidane H « Projet de fin d'étude école nationale polytechnique » ENP 2006.

ANALYSE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN ZONE SISMIQUE

Yousfi Mahfoud[1], Kassoul Amar[1], Berradia Abdallah, Benechaoui Abdallah
[1]*Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie*
Y_Mahfoud@yahoo.fr

Thème N°:3

Résumé
Cette communication traite le comportement non linéaire d'un bâtiment contreventé par des voiles porteurs en utilisant la méthode statique non linéaire « Pushover », afin d'analyser la performance sismique de ce bâtiment. D'abord, on présente la structure étudiée dans cette communication. Ensuite, on expose la description de la méthode statique non linéaire qui concerne les étapes de la méthode Pushover. Enfin, on présente l'étude du comportement non linéaire du bâtiment étudie. Les résultats de la modélisation montrent que le bâtiment avec voiles porteur (pour zone III) dans les deux sens comporte bien dans le domaine non linéaire, vue le nombre élevé des voiles dans les deux sens. En conclusion, d'après l'étude du comportement non linéaire on a montré que la résistance ultime de la ruine du bâtiment avec voiles peut dépasser plus de deux fois la force déterminé par la méthode statique équivalente, ainsi le bâtiment peut conserver son état intact avec un nombre minime de rotules plastiques dangereuses comparativement avec un bâtiment pareil sans voiles.

Mots clés : *comportement non linéaire, Pushover, RPA99/v2003, rotules plastiques.*

1. INTRODUCTION

L'utilité des voiles de contreventement dans les bâtiments en zone sismique est bien reconnue dans le monde, car lorsque ces voiles sont bien disposés dans un bâtiment, ils peuvent formés un système de résistance aux forces latéraux très efficaces dans le domaine non linéaire. Le but de cette communication est la mise en évidence du comportement non linéaire d'un bâtiment contreventé par des voiles porteurs en utilisant la méthode statique non linéaire « Pushover », afin d'analyser la performance sismique de ce bâtiment.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La structure considérée dans cette étude est un bâtiment composé de 10 étages avec un sous-sol (R+9+SS) [1], à usage mixte (habitation, commerce). Ce bâtiment est implanté dans la commune de BAB EZZOUR à Alger. Cette région est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/ version 2003) [2] et le code du béton algérien CBA 93 [3]. La hauteur total H est de 34,68 m et la hauteur d'étage courant est de 3,06m. Les autres dimensions du bâtiment sont présentées sur la figure 1. Ce bâtiment est contreventé par des voiles dans les deux sens comme montre la figure 1 [1].

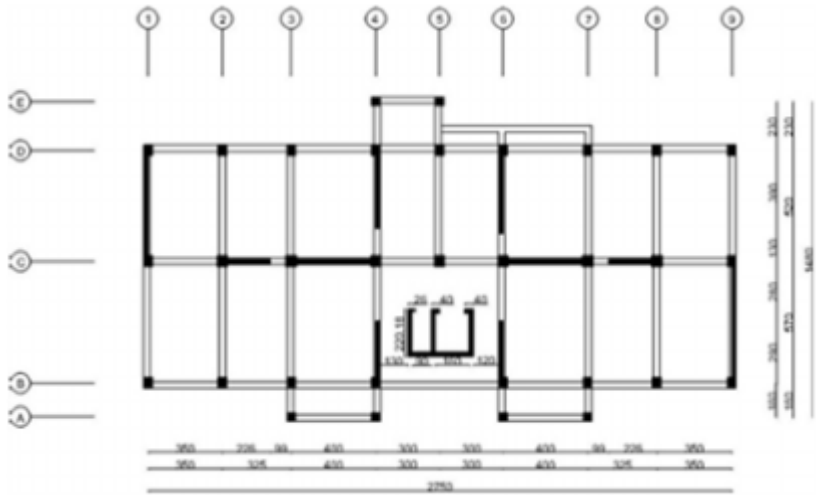
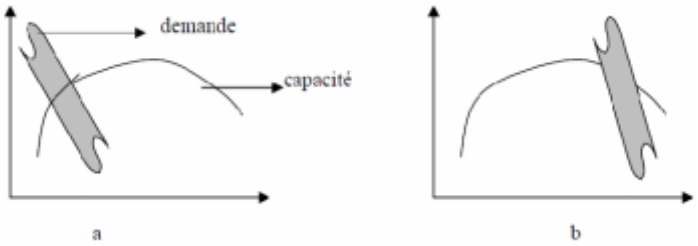


Figure 1. *Vue en plan du bâtiment.*

3. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE PUSHOVER

Dans une analyse Pushover, un modèle anélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul. Le nœud de contrôle où le déplacement cible est défini et pris au centre de masse du niveau terrasse. Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyste. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments. Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision, alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse Pushover sont en termes de courbes de capacité et de demande. La figure 2. Montre la représentation de la capacité par rapport à la demande. Si la courbe de demande intersecte celle de capacité près du domaine élastique, alors la conception est sécurisante, autrement la conception n'est pas adéquate [4].



(a). *Conception sécurisante ;* ***(b).*** *Conception non sécurisante*

Figure 2*. Demande sismique par rapport à la capacité [4].*

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la figure 3, où IO, LS et CP sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage.

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 3, les points de la courbe sont définis comme suite:

- Point A est l'origine.
- Point B représente la limite d'élasticité.
- Point C représente la capacité ultime.
- Point D représente la résistance résiduelle.
- Point E représente la rupture totale.

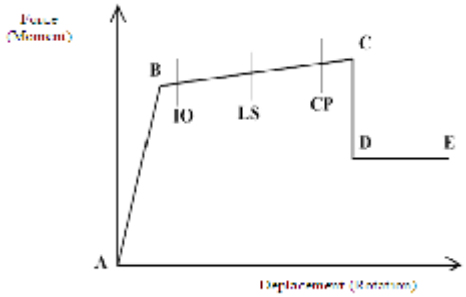


Figure3. *Courbe force-déplacement [3]*

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 3, L'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux :

- IO (immédiate occupacy) : Plastification modéré.
- LS (life safety): Plastification moyenne.
- CP (collapse prevention) : Plastification importante.

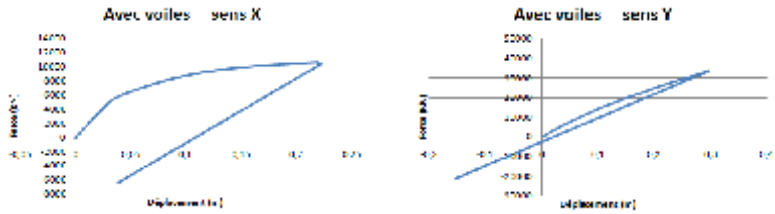
4. ÉTUDE CAPACITAIRE DU BATIMENT ETUDIE

Dans ce paragraphe on va mettre en évidence le comportement du bâtiment contreventé par voiles décrit et dimensionné précédemment.

Afin de comparer leur comportement réel, on a supprimé les voiles de ce bâtiment, d'où leur contreventement est devenu en portique autostable. Dans la suite, on va analyser le comportement des deux bâtiments avec et sans voiles par la méthode statique non linéaire ou Pushover, qu'on a décrit précédemment, en utilisant le logiciel SAP2000/v14.2 [5].

4.1. Courbe de capacité

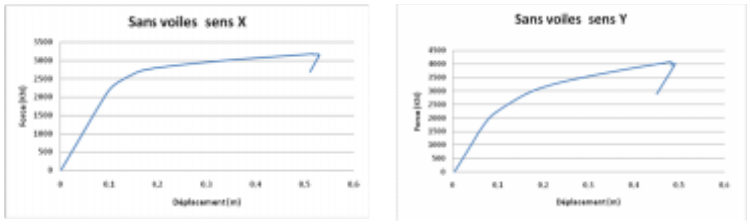
Les résultats de l'analyse statique non linéaire Pushover obtenus dans les deux bâtiments, sont représentés dans les figures 4 (a et b) et 5 (a et b) et les tableaux 1 (a et b). Ces résultats montrent la capacité de résistance, de déformation et la possibilité de formation des rotules plastiques réelles dans le bâtiment considéré avec et sans voiles [1].
La comparaison des figures 4a et 5a, montre que le bâtiment avec voiles dans le sens X peut atteindre une résistance qui dépasse 10482KN avant leur effondrement et un déplacement ultime de 0.22m, par contre le bâtiment sans voiles peut s'effondrer avec une force trois fois moins et un déplacement trois fois plus comparativement avec le bâtiment avec voiles. La superposition des deux courbes de capacités dans la figure 5 montre bien ce constat pour la force à la base et la figure 6 confirme ce résultat pour le déplacement.
Il est a noté que l'effort tranchant d'une valeur de 10482 KN qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine, est deux fois supérieure à la force obtenue par la méthode statique équivalente (Vx= 5319,148 KN). Même le déplacement global de 0.22 m reste inférieur à la valeur de 0.1 H toléré par le règlement RPA99/v2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme dans le sens X.
Par contre dans le bâtiment sans voiles, pour un effort tranchant d'une valeur de 3170,642 KN qui correspond à un déplacement de 52,729 cm , qui provoque l'apparition des rotules plastique de ruine , reste inférieur à la force trouvée par la méthode statique équivalente (Vx=4228,325 KN), et le déplacement globale dans le sens X est supérieur à celui exigé par le RPA99/v2003, ce qui va provoquer l'effondrement du bâtiment sans voiles dans le sens X avant qu'il atteindre la force statique équivalente.



a - Sens x **b** - Sens y

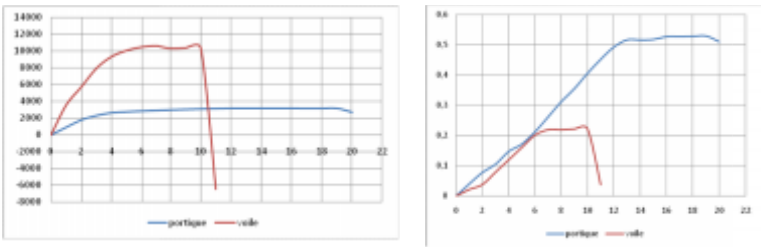
Figure 4. *Courbe de capacité du bâtiment avec voile, Sens x*

La même observation est également observée pour le sens Y du même bâtiment avec et sans voiles.



a - Sens x **b** - Sens y

Figure5. *La courbe de capacité du bâtiment sans voile (portique autostable)*



a - Sens x **b** - Sens y

Figure 6. *Comparaisons des courbes d'efforts tranchants à la base*

4.2 Interprétation des modes d'apparition des rotules plastiques

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Ces états peuvent aller du début d'exploitation, à l'état d'exploitation sécuritaire, et jusqu'à l'état de dommage complet du bâtiment. Dans ce contexte, l'intervalle des modes d'apparition des rotules plastiques est divisé en trois niveaux comme suit :

- IO (immédiate occupacy) : Plastification modéré.
- LS (life safety): Plastification moyenne.
- CP (collapse prevention) : Plastification importante.
-

Tableau 1. *Comparaison des modes d'apparition des rotules plastiques dans le bâtiment avec et sans voiles, Sens X*

	Structure	Step	Déplacement (m)	Force à la base (KN)	A	B	B	IO	1 IO	2 LS	3 LS CP	4	5	6	Après E	Total
B - IO	Voile	1	0,022	3561,10	1854		2		0		0	0	0	0	0	1856
	portique	2	0,078	1770,44	1734		2		0		0	0	0	0	0	1736
IO - LS	Voile	4	0,120	9335,52	1618		223		20		0	0	0	0	0	1856
	portique	7	0,262	2900,62	1370		339		27		0	0	0	0	0	1736
LS - CP	Voile	6	0,201	10492,55	1354		440		30		12	0	0	0	0	1856
	portique	11	0,452	3113,01	1262		162		259		23	0	0	0	0	1736
C - D	Voile	7	0,220	10620,53	1356		429		17		23	0	2	0	0	1856
	portique	13	0,517	3177,17	1276		156		127		177	0	1	0	0	1736
D - E	Voile	9	0,220	10301,64	1356		458		16		20	0	0	6	0	1856
	portique	14	0,517	3158,01	1275		156		126		178	0	0	1	0	1736

Tableau 2. *Comparaison des modes d'apparition des rotules plastiques dans le bâtiment avec et sans voiles, Sens Y*

	Structure	Step	Déplacement (m)	Force à la base (KN)	A	B	B	IO	IO	LS	LS	CP	CP	C	C	D	D	E	Après E	Total
B - IO	Voile	1	0,034	5352,14	1855		1		0		0		0		0	0		0	0	1856
	portique	2	0,081	1568,97	1734		2		0		0		0		0	0		0	0	1736
IO - LS	Voile	4	0,150	20522,78	1671		175		10		0		0		0	0		0	0	1856
	portique	6	0,234	5211,66	1452		264		20		0		0		0	0		0	0	1736
LS - CP	Voile	7	0,281	33237,52	1471		334		38		12		0		0	0		0	0	1856
	portique	11	0,424	3925,14	1362		146		196		33		0		0	0		0	0	1736
C - D	Voile	8	0,293	35353,40	1466		336		41		10		0		3	0		0	0	1856
	portique	13	0,481	6080,07	1328		176		152		53		0		0	0		0	0	1736
D - E	Voile	9	-0,154	-21393,24	1492		370		41		10		0		0	9		0	0	1856
	portique	14	0,481	5974,21	1328		176		152		59		0		0	0		0	0	1736

Le tableau 1 (a et b) montre une comparaison des modes d'apparition des rotules plastiques dans le bâtiment considéré avec et sans voiles.

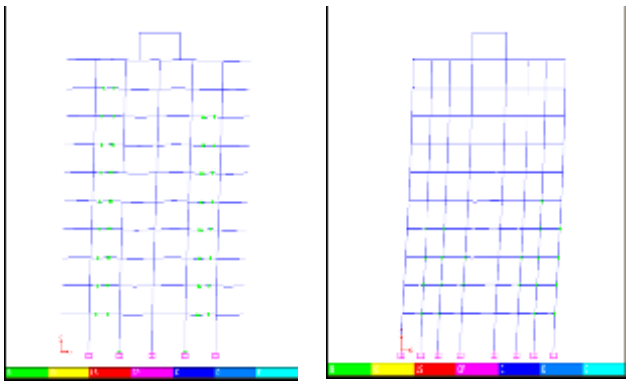
L'intervalle 1 : B - IO : Plastification modéré (occupation immédiate)

La fin de cet intervalle IO représente le début d'exploitation.
D'après le tableau (1), les premiers rotules plastiques modérés dans le bâtiment à voiles porteurs dans le sens X apparaissent sous la force progressive égale à 3561,10 KN avec un déplacement de 0,022 m avant deux pas de la fin de l'itération qui 1854/185 Par ailleurs pour le même bâtiment, lorsqu'il est contreventé par portique, les premiers rotules plastiques apparaissent sous la force progressive égale à 1770,44 KN qui représente la moitie de la force nécessaire pour les voiles, et un déplacement égal à 0.078m qui est presque quatre fois le déplacement nécessaire pour cette étape pour le cas avec voiles. La figure 7 montre clairement le mode d'apparition de rotules plastiques modérées dans les deux structures. Le même constat est observé pour le sens y dans le tableau (2), où on constate que la force d'apparition des rotules plastiques modérés est de 5352,14 KN qui représente le triple de la force nécessaire pour les portiques qui est de 1568,97 KN. Alors que le déplacement correspondant à cette étape dans les voiles est de 0,034 m qui représente presque la moitie pour le cas des portiques.
Ces observations montrent que malgré la déformabilité très large du bâtiment sans voiles, le bâtiment avec voiles est trois fois plus rigides que le bâtiment sans voiles, dans l'intervalle de plastification modéré.

L'intervalle 2 : IO – LS (Life safety - la sécurité des personnes): Plastification moyenne

La fin de cet intervalle LS représente l'état d'exploitation sécuritaire. La plastification moyenne où l'apparition des rotules plastiques moyennes lorsque la force sismique atteint 9335,52 KN avec un déplacement correspondant égal à 0,120m. Par contre pour le même bâtiment sans voiles peut être atteindre cette état avec une force trois fois moins. Dans cet intervalle, on enregistre 223 rotules plastiques modérées dans les voiles et 339

environ dans les portiques, comme en enregistre 20 rotules moyennes dans les voiles et 27 rotules moyennes dans les portiques. Dans le sens Y, la même chose est atteindre mais avec une force six fois plus le cas de la structure en voile. Concernant le nombre des rotules plastiques formés dans cet intervalle, on marque 175 rotules modérées et 10 rotules moyennes. Dans les portiques, le double est exactement enregistré par rapport aux voiles.



a- *Bâtiment avec voiles* ***b-*** *Bâtiment sans voiles*

Figure7. *Formation de la première rotule plastique*

En résumé:
La figure 8 : Montre le mode d'apparition de ces rotules dans les éléments de résistance dans le sens X.
Bâtiment avec voile :

- Pour un déplacement de 0.12 m la résistance de la structure est de 9335.519 KN. La formation des rotules plastiques a lieu dans tous les éléments structuraux comme suit :

223 rotules plastiques modérées (B - IO).
20 rotules plastiques moyennes (IO-LS).

Bâtiment sans voiles :

- Pour un déplacement de 0.261 m la résistance de la structure est de 2900,616 KN. Le nombre des rotules plastiques est comme suit :

339 rotules plastiques modérées (B - IO).
27 rotules plastiques moyennes (IO-LS).

D'où on constate, que dans l'état de la plastification sécuritaire le taux de résistance dans les voiles, augmente jusqu'à six fois plus dans le bâtiment avec voile comparativement avec le bâtiment sans voiles. Et, en conséquence le nombre des rotules plastiques moyennes augmente presque le double dans la structure avec portique. Ce qui montre la capacité de résistance importante dans le bâtiment avec voiles.

L'intervalle 3 : LS - CP (Collapse prévention) : Plastification importante

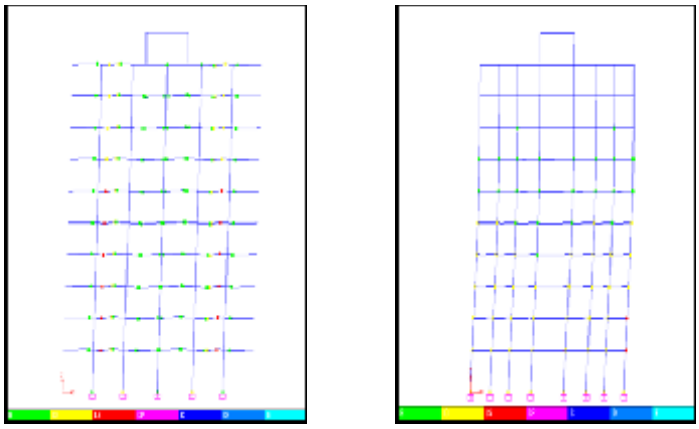
La fin de cet intervalle CP représente l'état de dommage. Dans cet intervalle (LS - CP), pour le bâtiment contreventé par voile dans le sens x, on a trouvé que pour :

- Un déplacement de 0,201 m, et la force à la base de 10482.331 KN, la formation des rotules plastiques a lieu dans les voiles comme suit :

440 rotules plastiques modérées (B - IO).
30 rotules plastiques moyennes (IO-LS).
12 rotules plastiques importantes (LS-CP).

La figure (9a) montre le mode d'apparition de ces rotules dans les voiles.
Cependant, pour le bâtiment en portique, le déplacement est doublé à 0,452 m sous une force trois fois moins (3117,013 KN) que celle enregistrée dans les voiles. La formation des rotules plastiques a lieu comme suit :

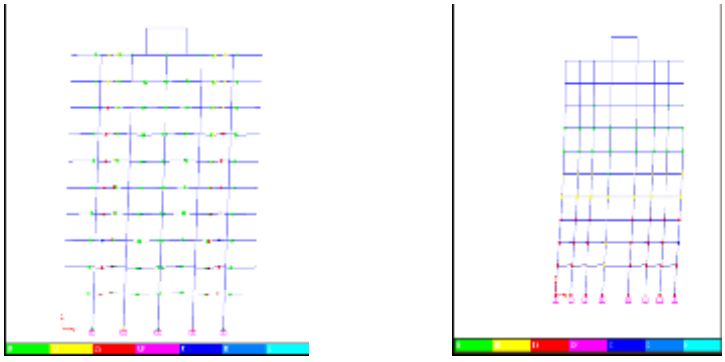
165 rotules plastiques modérées (B - IO).
259 rotules plastiques moyennes (IO-LS).
27 rotules plastiques importantes (LS-CP).



a- Bâtiment avec voiles **b-** Bâtiment sans voiles

Figure8. *Formation des rotules plastiques modérées (I0 – LS)*

La figure (9b) montre le mode d'apparition de ces rotules dans les portiques.
Dans ce cadre, que le nombre des rotules plastiques moyennes (IO-LS) est augmenté plus de 8 fois dans les portiques par rapport aux voiles, et le nombre des plastifications importantes a dépassé le double que celles des voiles.
Le même constat est signalé pour le sens Y.



a- *Bâtiment avec voiles* ***b-*** *Bâtiment sans voiles*

Figure 9. *Formation des rotules plastiques modérées (I0 – LS, LS-CP)*

Les intervalles 4 et 5 : C – D et D – E de la résistance résiduelle à la rupture totale.

Ces intervalles représentent l'état de dommage complet du bâtiment. Dans cet intervalle le bâtiment avec voiles pour un déplacement de 0,220 m, la force ultime diminue à 10371.12 KN. La formation des rotules plastiques est devenue très importante aux points d'interaction entre les voiles et les poutres avec :

458 rotules plastiques modérées (B - IO).
16 rotules plastiques moyennes (IO-LS).
20 rotules plastiques très importantes (LS - CP).
6 rotules plastiques dangereuses (D - E).

La figure (10a) montre le mode d'apparition de ces rotules dans le bâtiment avec voiles.
Pour la structure en portique, malgré que la force résistante a connue une légère diminution, le déplacement a reste invariable par rapport à l'intervalle précédent :

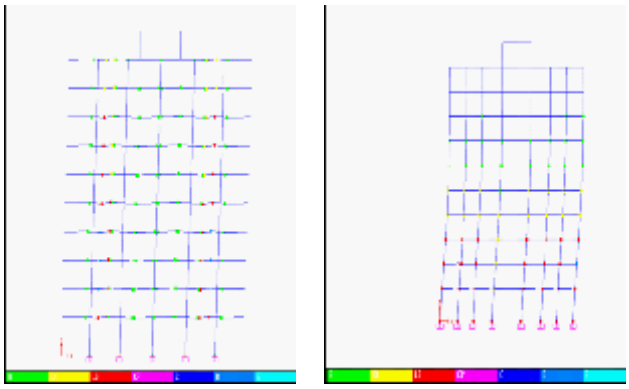
♦Pour un déplacement de 0.529 m, la résistance maximale de la structure de 3152,938 KN. Dans ce cas, La formation des rotules plastiques est très importante dans les poteaux du 1er étage (figure 10b) avec :

155 rotules plastiques modérées (B - IO).
122 rotules plastiques moyennes (IO-LS).
180 rotules plastiques important (LS - CP).
1 rotule plastique grave (C-D).
3 rotules plastiques très graves (D - E).

Le nombre des rotules enregistré dans le bâtiment avec voiles avant la ruine complète montre que le bâtiment garde son état intact de rigidité comparativement à un bâtiment pareil sans voiles.

4.3. L'étude du point de performance dans les deux structures

Le SAP2000 [5] travaille sur le principe des normes américaines FEMA. Le processus d'itération permettant de trouver le point de performance montré dans les figures (11 et 12). Le spectre en rouge est modifié pas à pas jusqu'à l'allure final donnant le point de performance de notre structure.



***a-** Bâtiment avec voiles* ***b-** Bâtiment sans voiles*

***Figure 10.** Formation des rotules plastiques (C-D, D-E)*

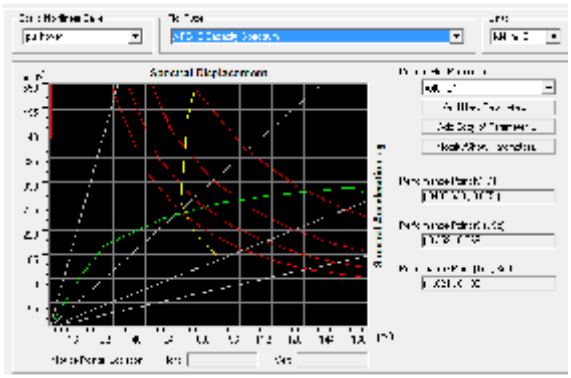


***Figure11.** Le point de performance du bâtiment avec voiles dans le sens X*

Dans ce cas, le croisement se fait pratiquement à la limite du comportement élastique des deux structures dans le sens X (figure 11 et figure 12).

-Structure avec voiles correspond à Vx= 8493.620 KN et D= 0.095 m. Cette force qui est supérieure à deux fois la force statique équivalente estimé à (Vx= 5319,148 KN).

-Structure sans voiles correspond à Vx= 2829,035 KN et D= 0,216 m. Cette force qui est inférieure à deux fois la force statique équivalente égale à (Vx=4228,325 KN).

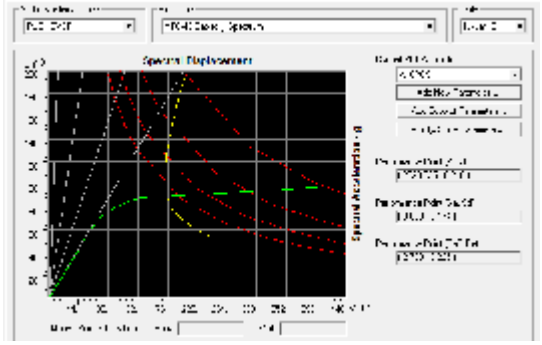


Figure 12. *Le point de performance du bâtiment avec voiles dans le sens Y*

5. CONCLUSION

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre bâtiment avec voiles porteur (en zone III) dans les deux sens est dans le domaine poste-élastique comporte bien dans le domaine non linéaire vue le nombre élevé des voiles dans les deux sens et surtout dans le sens Y, d'ici on peut conclure que notre bâtiment malgré que les premiers rotules plastiques apparaissent dans les poteaux, elle répond aux efforts sismiques requises par le code parasismique Algérien RPA99/v2003.

Par contre dans le bâtiment sans voiles (en zone III) dans les deux sens est dans le domaine poste-élastique, elle est plus fragile ou plus vulnérable a cause de l'absence des voiles. En cas d'un séisme plus intense le bâtiment subira de grands dommages.

En fin, on peut conclure que les voiles jouent un rôle important pour la résistance des bâtiments.

REFERENCES

[1] BERRADIA Abdallah, BENECHAOUI Abdallah, Pratiques de dimensionnement et comportement non linéaire d'un bâtiment (R+ 9 + SS) contreventé par voiles en béton arme, mémoire de master génie civil, option bâtiment, Université Hassiba Benbouali de Chlef, juin 2012.

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

[3] CBA-93, 1994. *Code de béton algérien 1993*. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.

[4] BOUMEKKIK AHMED, 01 Janvier 2005, Analyse Pushover des Structures en Béton armé (Théorie de l'endommagement), COMITE NATIONAL D'EVALUATION ET DE PROGRAMMATION DE LA RECHERCHE UNIVERSITAIRE, Université de Batna.

[5] CSI Manual (Computer and Structure Inc) SAP2000 V14.1, *Analysis manual : Inelastic Time History Analysis,* 2009, 45 p.

AMORTISSEUR A MASSE ACCORDEE DANS LE CONTROLE DE REPONSE DES BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR

SMAIL Tayeb[1], ABED Mohamed[2]
[1et 2] Université Sâad Dahlab de Blida, Département de Génie Civil, BP 270 Blida

Résumé *– Cet article traite la théorie de conception et la performance d'un amortisseur à masse accordée passif (TMD), pour le contrôle des vibrations structurales sous les excitations du vent, plus particulièrement pour les bâtiments de grande hauteur. Le gratte-ciel Taipei101 a été choisi comme cas d'étude et le TMD a été placé en 92éme étage. L'étude paramétrique est effectuée en variant le taux de masse de TMD. Cette étude a permis de conclure qu'il est efficace en réduisant la réponse en accélération et en déplacement due au vent par 24% et 23% respectivement.*

MOTS –CLÉS: *TMD, STEADY STATE, GRATTE-CIEL.*

I. Introduction

Les bâtiments de grande hauteur en raison de leur flexibilité sont vulnérables sous les actions du vent. Afin de pouvoir atténuer ces problèmes, il existe différentes méthodes et solutions qui assurent un comportement correct de ces types de bâtiments en contrôlant leur mouvement. De nos jours, permettre au bâtiment de dissiper l'énergie vibratoire à l'aide des dispositifs mécaniques est devenu de plus en plus fréquent et plus attrayant. En effet, l'installation de ces systèmes dissipatifs d'énergie sismique ou du vent permet d'atténuer l'impact des excitations dynamiques. Cette intervention est devenue une discipline et est connue sous le nom de contrôle des vibrations de bâtiments.

Les stratégies les plus existantes sont les stratégies passives : les amortisseurs à masse accordées (TMD) et les amortisseurs visqueux [01].

Les amortisseurs à masse accordées ont été généralement utilisés pour le contrôle de vibration dans des systèmes de génie mécanique. Ces dernières années, la théorie de TMD a été adoptée pour réduire des vibrations des gratte-ciels et d'autres structures de génie civil.

Le but recherché à travers cet article est d'obtenir un bon niveau de compréhension du fonctionnement, de préciser les étapes de conception de tels systèmes et de pouvoir reproduire ce comportement dans des modèles numériques. A titre de concrétisation, une étude de cas est effectuée par la modélisation numérique d'un gratte-ciel équipé par un TMD.

II. Les amortisseurs à masse accordées (TMD)

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif composé de masse lourde, ressort, amortisseur visqueux qui est installé aux points localisés de la structure en vue de réduire sa réponse aux charges dynamiques. Donc c'est un mécanisme passif de contrepoids pour une structure [02]. Quand la structure commence à vibrer, le TMD est excité par le mouvement de la structure (figure 1), sa masse s'oppose toujours au mouvement de la structure et par conséquent amortie ou réduit le mouvement vibratoire de la structure [03],[04]. La fréquence normale du dispositif est toujours choisie pour assortir une des fréquences normales du système vibratoire.

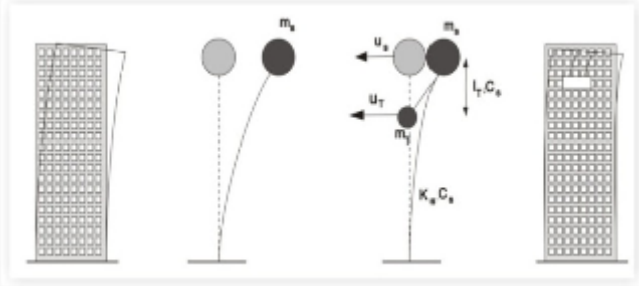


Figure 1. TMD simplifié, modèle de 2 masses [05].

Ces amortisseurs sont couramment utilisés dans différentes structures du génie civil, comme les bâtiments et les ouvrages souples tels que les passerelles, les ponts suspendus et les ponts à haubans (figure 2). La performance de ces amortisseurs est très liée aux réglages de leurs paramètres [06].



Figure 2. Application de TMD: Passerelle de Tawe à Swansea, l'Angleterre.

II.1. Concept des TMDs

Une illustration simple de la conception préliminaire d'un TMD pour un système à un degré de liberté et représentée sur la figure 3. La conception d'un TMD inclut les spécifications de sa masse, de la raideur de l'amortisseur et du coefficient d'amortissement. Une approximation proche pour la fréquence de l'amortisseur donné par Connor est montrée ci-dessous [07] [08] [09].
L'équation du mouvement pour la masse primaire comme représentée sur le schéma 3 est:

$$(1+\bar{m})\ddot{u} + 2\xi\omega m\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p}{m} - \bar{m}\ddot{u_d} \qquad (1)$$

$\bar{m}$ est défini comme taux de masse,

$$\bar{m} = m_d/m \qquad (2)$$
$$\omega^2 = k/m\ ,\ C = 2\xi\omega m\ ,\ C_d = 2\xi\omega_d m_d$$

Où, $\dot{u}$ est la vitesse, $\ddot{u}$ est l'accélération, ξ est le facteur d'amortissement de la masse primaire.

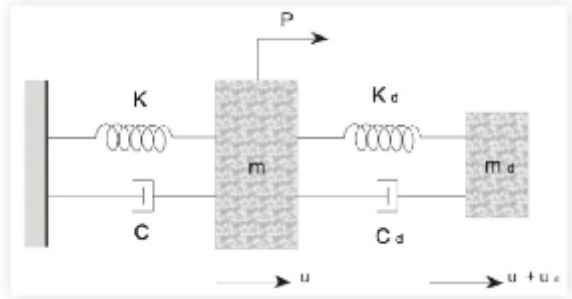


Figure 3. Système de TMD à un degré de liberté.

L'équation du mouvement pour la masse accordée est donnée par:

$$\ddot{u} + 2\xi_d\omega_d\dot{u_d} + {\omega_d}^2 u_d = -\ddot{u} \qquad (3)$$

Le but d'ajouter l'amortisseur de masse est de contrôler la vibration de la structure quand elle est soumise à une excitation particulière. L'amortisseur de masse a les paramètres suivants; la masse m_d, la rigidité k_d et le coefficient amortissement c_d. Le TMD est accordé à la fréquence fondamentale de la structure tels que:

$$\omega_d = \omega \qquad (4)$$
$$k_d = \bar{m}k \qquad (5)$$

En considérant une excitation périodique

$$p = \hat{p}\sin\Omega t \qquad (6)$$

Alors la réaction est donnée par

$$u = \hat{u}\sin(\Omega t + \delta_1) \qquad (7)$$
$$u_d = \hat{u}_d\sin(\Omega t + \delta_1 + \delta_2) \qquad (8)$$

Avec $\hat{u}$ et δ indiquent respectivement l'amplitude de déplacement et le déphasage.
Le scénario critique de chargement est l'état résonnant $\Omega = \omega$. La solution pour ce cas a la forme suivante :

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k\bar{m}} \sqrt{\frac{1}{1+\left(\frac{2\xi}{\bar{m}}+\frac{1}{2\xi_d}\right)^2}} \qquad (9)$$

$$\hat{u}_d = \frac{1}{2\xi_d}\,\hat{u} \qquad (10)$$

$$\tan\delta_1 = -\left[\frac{2\xi}{\bar{m}}+\frac{1}{2\xi_d}\right] \qquad (11)$$

$$\tan\delta_2 = -\frac{\pi}{2} \qquad (12)$$

L'expression ci-dessus prouve que la réponse de la masse accordée est 90º hors de phase avec la réponse de la masse primaire. Cette différence dans la phase produit la dissipation d'énergie contribuée par la force d'inertie de l'amortisseur.

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k}\left(\frac{1}{2\xi}\right) \qquad (13)$$

$$\delta_1 = -\frac{\pi}{2} \qquad (14)$$

Pour comparer ces deux cas on peut exprimer l'équation (2-10) en termes de coefficient d'amortissement équivalent.

$$\hat{u} = \frac{\hat{p}}{k}\left(\frac{1}{2\xi_e}\right) \qquad (15)$$

$$\text{Avec} \quad \xi_e = \frac{\bar{m}}{2}\sqrt{1+\left(\frac{2\xi}{\bar{m}}+\frac{1}{2\xi_d}\right)^2} \qquad (16)$$

L'équation (16) montre la contribution relative des paramètres de TMD à tout l'amortissement. L'augmentation du rapport de masse magnifie l'amortissement. Cependant, puisque la masse ajoutée augmente également, tellement il y a une limite pratique là-dessus.

III. Modèle d'éléments finis

La tour de Taipei101 se trouve dans la zone de *Xinyi* à Taipei (Taiwan), Taipei101 est actuellement le deuxième gratte-ciel réalisé le plus haut du monde. Il a 101 étages au-dessus du sol et 5 étages en sous sol, avec une hauteur totale de 508 mètres de la terre jusqu'au sommet [09], et le plus grand amortisseur à masse accordé (TMD) du monde (figure 4) [10]. Son nom reflète son endroit dans la zone des affaires de Taipei et son compte total d'étage 101.

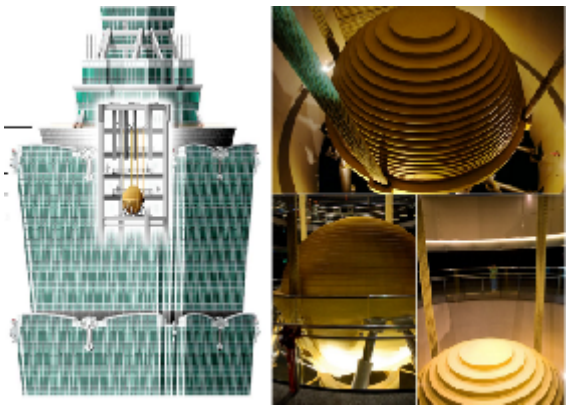


Figure 4. TMD pendulaire de la tour de Taipei101 [11].

III.1. L'excitation du Vent

Après une série des essais en tunnel du vent par Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) (figure 5), les formes rectangulaires ont été modifiées pour inclure le coin coupé [09]. L'accélération maximale au sommet serait 7.9 milli-g, qui dépasse la limite de conception de Taiwan (5.1 milli-g) [12]. Un TMD pendulaire doit être installé à la structure.

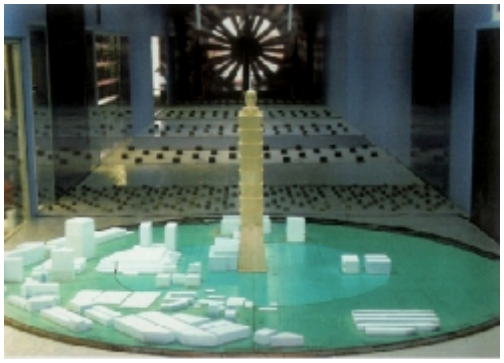


Figure 5. RWDI essai en tunnel du vent de taipei101.

Le tableau 1 montre les périodes propres et les participations massiques correspondant à chaque mode produit dans le SAP2000.

Tableau 1. Périodes et participations massique.

Mode	**Période**	**Fréquence**	**UX**	**UY**
1	6.804	0.147	0.48	0.06
2	6.800	0.147	0.55	0.55
3	4.621	0.216	0.55	0.55

Pour représenter l'excitation du vent en utilise une fonction sinusoïdale avec une fréquence identique à la fréquence fondamentale de la tour (figure 6). Cette fonction a la forme de $F(t)=f.\sin(\omega t)$. L'amplitude (f) a été assignée à base sur le fait que l'accélération maximale de l'étage supérieur est de 7.9 milli-g. Un intervalle de 35 secondes (environ 5 cercles de 6.8 secondes chacun) et avec un pas de 0.01s. La pulsation a été calculée comme $\omega= (2\pi)/6.8 = 0.924$ rad/sec.

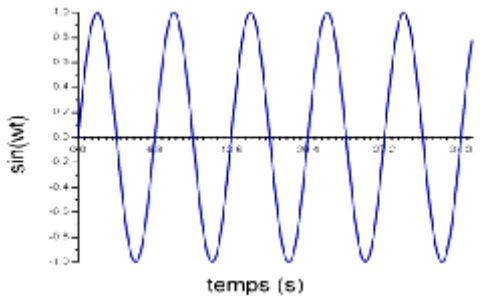


Figure 6. Excitation sinusoïdale, avec la fréquence identique à la 1ère fréquence.

III.2. Fonction (Steady state):

La fonction **Steady state** a été utilisée pour capturer la réponse du bâtiment sous toutes les fréquences entre 0.1 et 1Hz [13], qui couvre toutes les périodes de 1 à 10 seconds. Les figures 7 et 8 montrent l'accélération et le déplacement au nœud supérieur de la tour obtenu par l'analyse (steady state).

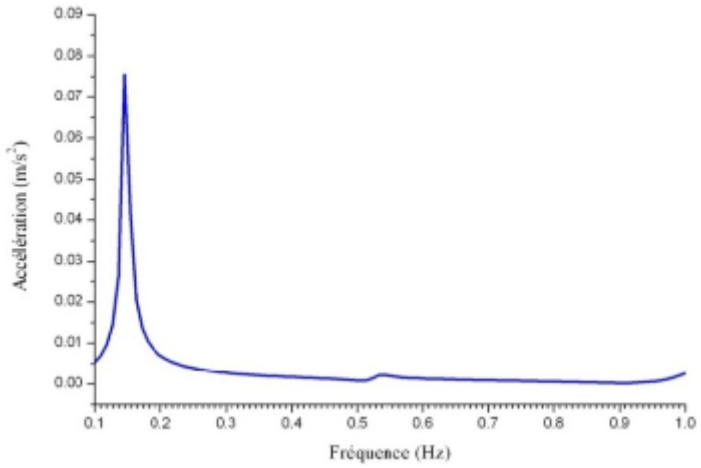


Figure 7. Accélération au sommet.

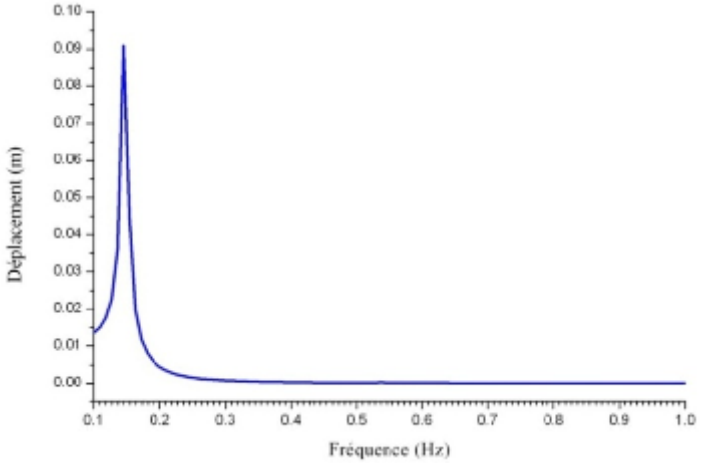


Figure 8. Déplacement au sommet.

IV. Modélisation de TMD :

L'option de NLLink dans le SAP2000 a été utilisée pour modéliser le TMD. La boule en acier de 730 tonnes qui pend du l'étage 92-88 (11.5m), elle peut être transformée à une masse attachée à l'étage supérieur par un ressort et un amortisseur connectés en parallèle (figure 9) SAP2000.

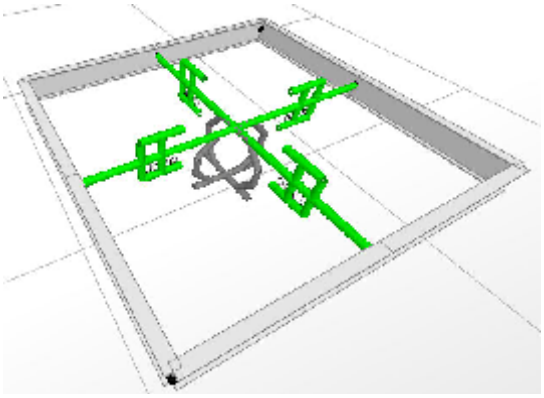


Figure 9. Modélisation de TMD, SAP2000.

Le TMD doit ramener l'accélération maximale du nœud supérieur de 7.9milli-g au 5.1milli-g, comme il est montré graphiquement sur la figure 10, selon les critères d'accélération d'ISO, aussi bien que les critères de Taïwanaise [12].

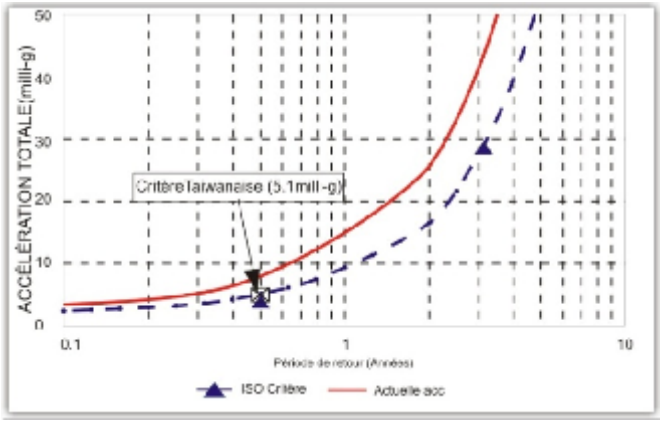


Figure 10. Accélération des bâtiments sous le vent.

La période du TMD doit être accordée à celle du premier mode, ce qui détermine la raideur dont on a besoin pour la masse choisie.
Si M est la masse correspondante au 1er mode fondamental, et avec un taux de masse de 0.25%:

$$\frac{m}{M} = 0.25\% \rightarrow m = \mathrm{M} \times 0.0025$$
$$\omega = 2\pi f = 0.923$$
$$\omega^2 = \frac{K}{m}$$
$$K = \omega^2 m = 722.78 \text{ kN/m}$$

Où : m est la masse de TMD, K est la rigidité effective de TMD.

Et le coefficient d'amortissement $C=2\xi\,(km)^{1/2}$ [09] [13], avec un taux d'amortissement de TMD pris comme ξ= 5%.

Pour évaluer l'effet de la masse du TMD sur la réponse structurale, une étude paramétrique a été effectuée pour comparer la réponse structurale de différents rapports de masse: 0.25% (847.66t), 0.5% (1695.32t), 1.00% (3390.64t), et 2.50% (8476.59t).

Les réponses en accélérations, déplacements du nœud supérieur et le long de la hauteur du bâtiment avec les différents taux de masse sont représentés sous forme des graphes et résumées dans le tableau 2.

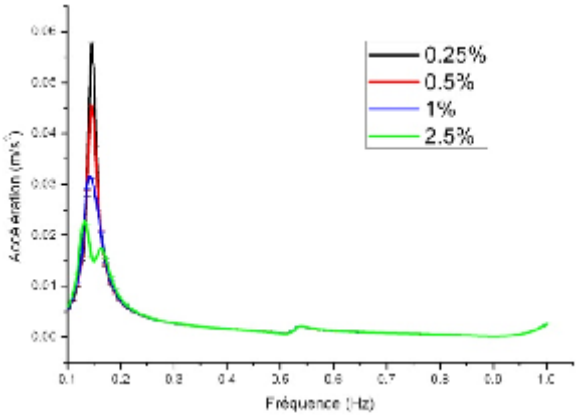


Figure 11. Réponses en accélérations au nœud supérieur.

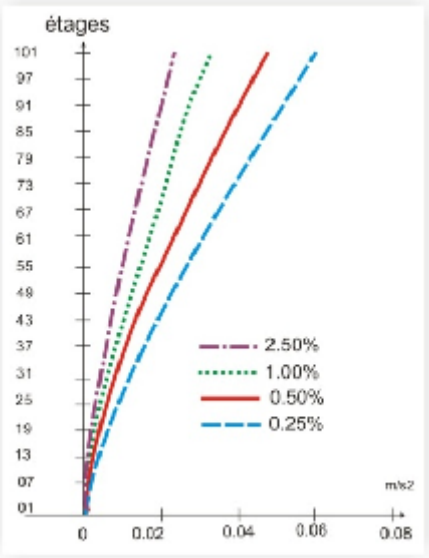


Figure 12. Accélérations le long de la hauteur.

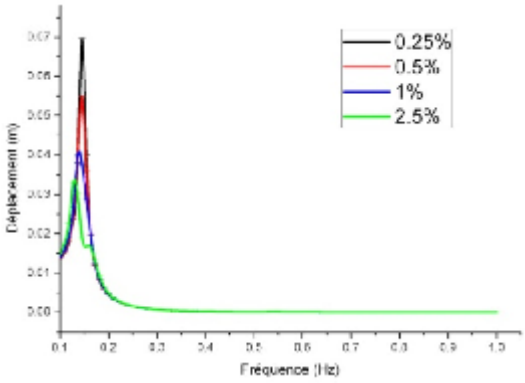


Figure 13. Réponses en déplacements au nœud supérieur.

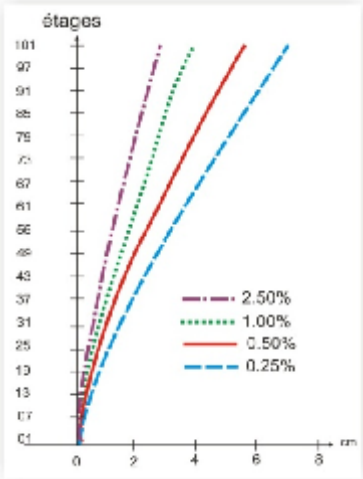


Figure 14. Déplacements le long de la hauteur.

Tableau 2. Résumé de l'étude paramétrique sous l'excitation du vent**.**

Masse du TMD	**Sans TMD**	**0.25%**	**0.5%**	**1.0%**	**2.5%**
Accélération (m/s^2)	0.075	0.057	0.046	0.03	0.02
Déplacement (cm)	9.1	6.97	5.48	4.01	3.32
Réduction d'accélération %	/	24.0	38.7	60.0	73.3
Réduction du déplacement %	/	23.4	39.8	55.9	63.5

Les résultats indiquent des réductions des réponses de presque 24% de l'accélération maximale lorsque la structure est soumise à une excitation du vent avec un taux de masse 0.25%. Dans différent rapport la structure réelle a une réduction de 30% d'accélération pour un taux de masse de 0.25% [13], [09].

Les résultats ont montré que l'augmentation du rapport de masse augmenterait l'efficacité de TMD sous des excitations du vent, mais pour un taux de 2.5% en remarque la présence des pics (figure 11), qui correspond à le $3^{éme}$ mode de vibration, se qui limite la quantité de mass utilisé dans TMD.

V. Conclusion

Au fur et à mesure que la hauteur d'un bâtiment augmente, la protection face aux actions dynamiques du vent et du séisme prend une place de plus en plus importante dans les considérations de conception. Cette étude de cas nous a permis d'explorer les possibilités de conception et de modélisation numérique de TMD (Amortisseur à masse accordée). A partir de l'étude des propriétés et du comportement de ce type d'amortisseurs, nous avons conclu qu'ils s'avèrent très efficaces dans la réduction de la réponse en accélération et en déplacement induite par le vent. En plus, le procédé de conception est très simple et pratique.

Nous pensons que des investigations plus approfondies portant sur l'intégration de TMD pour le contrôle sismique seront avantageux. En parallèle une étude expérimentale sur modèle réduit permettra de valider les résultats des simulations numériques.

Références :

[1] Min Ho Chey. Passive And Semi-Active Tuned Mass Damper Building Systems, 2007.
[2] Keith Landry, BrianWinkel. Peak-Frequency Responses and Tuned Mass Dampers Exciting Applications of Systems of Differential Equations. 2008.
[3] Julio Cesar Maldonado-Mercado. Passive and Active Control of Structures. May 1995.
[4] H. Iemura. CISM COURSES AND LECTURES: Principles Of Tmd And Tld (Basic Principles And Design Procedure) P241.
[5] Christian MEINHARDT. Increase of a high rise buildings damping behavior by applying Large Scale Tuned Mass Dampers.
[6] Othman Ben Mekki. Amortissement semi-actif des structures flexibles. Mai 2006.
[7] J. J. Connor. Introduction To Structural Motion Control.
[8] RASHMI MISHRA. Application Of Tuned Mass Damper For Vibration Control Of Frame Structures Under Seismic Excitations. May 2011.
[9] Zheng Li Gong. Passive Motion Control of Super Tall Buildings. June 2009.
[10] Hong Fan, Q.S. Li, Alex Y. Tuanc, Lihua Xud. Seismic analysis of the world's tallest building. 2009.
[11] Meriem Debbabi. Sur Le Contrôle Semi-Actif Des Vibrations Élastiques D'une Grande Structure Souple, Décembre 2009.
[12] T. Haskett, B. Breukelman, J. Robinson, J. Kottelenberg. Tuned Mass Dampers Under Excessive Structural Excitation.
[13] loannis Kourakis. Structural Systems and Tuned Mass Dampers of Super-Tall Buildings. 2007.

COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003

KASSOUL Amar[1], Yousfi Mahfoud[1], BOUKORSI Elarbi[1] et ELKHEIRI Noureddine[1]
[1]*Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie*

Thème N° 7 :…….

Résumé
Cet article expose une étude comparative de quelques chapitres entre les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003) et les normes parasismiques de l'Eurocode8 (EC8). Les points qui font l'objet de cette confrontation sont les Conditions de sol et actions sismiques où les différentes classes des sols, les types des ouvrages, les zones sismiques et les méthodes de dimensionnement des bâtiments sont comparées dans les deux codes.

Mots –Clés : *RPA99/v2003, Euro code 8, Action sismique, spectre, contreventement, sécurité, structure en béton.*

1. INTRODUCTION

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basés sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancé. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.
Actuellement en Europe, l'Euro code 8 (EC8) [1] est le code officiel de conception et de calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ce code comporte des parties qui donnent les normes qui permettent le dimensionnement parasismique des Bâtiments, Ponts, la réhabilitation des Bâtiments endommagées, les Silos, les Réservoirs, les Canalisations, les Fondations et les structures élancées comme les Tours, les Mâts et les Cheminées.
En Algérie, le premier code parasismique a paru après le séisme d'El Asnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisé est nommé le règlement parasismique algérienne RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48» [2], et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.
L'objectif de cette étude est la présentation d'une confrontation entre les chapitres qui gèrent la conception sismique des bâtiments en béton armé. Ces chapitres concernent précisément les chapitres Conditions de sol et actions sismiques et Dimensionnement des bâtiments de l'EC8 et ceux correspondant dans le règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 [2].

2. CONDITIONS DE SOL ET ACTIONS SISMIQUES

2.1. Classification des sites

Les recommandations de L'eurocode 8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement $V_{S,}$ **30** si elle disponible ou la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé N_{SPT} Sur la base de l'une de ces valeurs, Eurocode8 classes les sols en Sept (07) catégories. Cependant, RPA99/v2003 adopte quatre catégories seulement. Il est à noté ici que l'Eurocode8 donne beaucoup plus de détail dans la classification du sol. Le tableau 1, montre une confrontation très claire sur ces classifications.

Tableau 1. Comparaison de la classification des sites selon l'EC8 et RPA99/v2003

	Eurocode8		**RPA 99/ v 2003**
Catégorie	**site**	**Catégorie**	**site**
A	site rocheux	S1	site rocheux
B	site ferme	S2	site ferme
C	site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide.		
D	site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne.	S3	site meuble
E	site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide.		
S1	site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	S4	site très meuble
S2	site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.		

Les paramètres considérés dans le classement sont montrés dans les tableaux 2 et 3.

Tableau 2 : *les paramètres des sols considérés par EC8*

Classede sol	**Paramètres**		
	***Vs*,30 (m/s)**	**N_{SPT} (coups/30 cm)**	**C_U (kPa)**
A	> 800	—	—
B	360 – 800	> 50	> 250
C	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	< 180	< 15	< 70
E			
S1	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S2			

Tableau 3 : *les paramètres des sols considérés par RPA99/v2003*

Catégorie	**Vs (m/s)** (g)
S1	≥800
S2	≥400 - <800
S3	≥200 - <400
S4	≥100 <200

D'après L'Eurocode8, les valeurs des paramètres **S, T_B, T_C et T_D** qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol.
Les valeurs devant être attribuées à T_B, T_C, T_D et S pour chaque classe de sol et type (forme) de spectre à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans son annexe nationale.
D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique **D** (Figure 1). Ce coefficient est exprimé par la relation suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :
η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de **5%)**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7 \qquad \text{…….. (4)}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné dans le tableau 6.

Tableau 6 : *Valeurs de ξ (%)*

Remplissage	**Portiques**		**Voiles ou murs**
	Béton armé	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

T : période fondamentale de la structure**,** peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
-La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :
$\mathbf{T = C_T\, h_N^{3/4}}$ …….. (5)
•h_N : hauteur totale de bâtiment

•C_T:coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage pour le système de contreventement du cas suivants :
• Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie
• Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

La valeur de la période fondamentale **T**, on peut également utiliser aussi la formule :
$\mathbf{T = 0.09\, h_N/\sqrt{D}}$ …….. (6)
Et :
D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
T_1, T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 7.

Tableau 7 : *valeur de période caractéristique*

Site	**S_1**	**S_2**	**S_3**	**S_4**
$T_{1\,(sec)}$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_{2\,(sec)}$	0.30	0.40	0.50	0.70

2.2. Classification des zones
Les zones sismiques Selon l'euro code 8 et RPA99/v2003 sont classés en quatre zones comme montre le tableau 8. Ces zones sont divisées selon l'aléa sismique local de chaque territoire national. Cet aléa peut être supposé constant. Il est pris en compte par un seul paramètre qui est l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A, a_{gR}.

Tableau 8 : *Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode8 et RPA99/V2003*

Eurocode8	**RPA 99/ v 2003**	
Zone de très faible sismicité	Zone 0	sismicité négligeable
zone de faible sismicité	Zone I :	sismicité faible
zone de sismicité moyenne	Zone IIa, IIb:	sismicité moyenne
zones de sismicité élevée	Zone III :	sismicité élevée

D'après L'Eurocode8, ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres. Cependant, D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base, qui sera donné par la suite.

2.3. Classifications des ouvrages

L'Euro code8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance γ_I. Cependant, RPA99/v2003, considère ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones A, dressé dans le tableau 10.

Tableau 10: *coefficient d'accélération de zone A*

Groupe	**I**	**II**	**III**
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

2.5. Classe de ductilité des structures

Dans les codes parasismiques, le facteur de ductilité globale caractérise généralement le coefficient de comportement des structures. En appuyant sur les valeurs de ce coefficient, l'Eurocode8 (prEN 1998-1, 2004) divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Ce code fait un lien direct entre la ductilité en courbure disponible durant le dimensionnement de chaque section et de la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale. Cependant, le RPA99/v2003 ne donne pas de classe directe pour la ductilité, mais d'après les exigences imposées, considère d'une manière implicite une classe de ductilité élevée qui correspond à la troisième classe de ductilité DCH de l'Eurocode8.

2.6. Coefficients de comportement

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment.

D'après l'Eurocode8, la valeur supérieure du coefficient de comportement **q** pour tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie doit être calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \qquad \text{…….. (7)}$$

Avec :

q_0 ÷ valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation, donné dans le tableau 12. Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il convient de réduire la valeur de q_0 de 20 %

K_W : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs, exprimé dons les expressions 8 et 9

***Tableau 12**: valeur de base du coefficient de comportement*

Type structural	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Système de murs non couplés	3,0	4,0 α_u/α_1
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

α_1 et α_u sont définis comme suit :
α_1: est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre
α_u : est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques

***Tableau 14** : Coefficients de comportement (RPA99/2003)*

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	**Béton armé**	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	**5**
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	**3.5**
2	Voiles porteurs	**3.5**
3	Noyau	**3.5**
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	**5**
4b	Portiques contreventés par des voiles	**4**
5	Console verticale à masses réparties	**2**
6	Pendule inverse	**2**

2.7. Spectre de réponse élastique

Dans le domaine d'application de l'EC 8, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé «spectre de réponse élastique». L'Eurocode8 préconise trois spectres de réponse qui seront exposés par la suite.

1ere spectre : Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique $\mathbf{S_e\ (T)}$ de la composante horizontale de l'action sismique est défini, en fonction de la période T, par les expressions suivantes :

$$0 \le T \le T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 - \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right]$$

$$T_B < T < T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5$$

$$T_C \le T \le T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \left[\frac{T_C}{T}\right]$$

$$T_D < T < 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]$$

Avec :
$S_e(T)$: spectre de réponse élastique.

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.
a_g : accélération de calcul pour un sol de classe A ($a_g = \gamma_1 \xi a_{gR}$)
T_B : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ; (tableaux 4 et 5)
T_C : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ; (tableaux 4 et 5)
T_D : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant (tableaux 4 et 5)
S : paramètre du sol (tableaux 4 et 5)
η : coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour 5% d'amortissement

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux η peut être déterminée par l'expression **:**
$\boldsymbol{\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55}$ …….. (15)
ξ : est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage

Spectre du RPA99/v2003
Par ailleurs, les règles parasismiques Algériens RPA99/v2003 adoptent un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, pour le calcul de l'action sismique, similaire au 3eme spectre de l'EC8. Ce spectre est formulé comme suit :

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

A : coefficient d'accélération de zone
η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%), voir (expression 4)

3. REGLES DE CONCEPTION ET CALCUL SISMIQUE

3.1. Principes et conditions de base de la conception

Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :
— la simplicité de la structure ;
— l'uniformité, la symétrie et l'hyperstaticité ;
— la résistance et la rigidité dans les deux directions ;
— la résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion ;
— l'action des diaphragmes au niveau des planchers ;
— des fondations appropriées.

Néanmoins quelques détails résident dans les proportions limites. Dans la suite, on explique ces critères.

3.1.1. Régularité en plan

Le tableau 15 montre une confrontation des critères de régularité en plan entre EC8 et RPA99/v2003.

***Tableau 15** : Régularité en plan*

	L'Eurocde8 (EC8)	**Règles parasismiques algérien (RPA99/v2003)**
la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas :	- 5 % de la surface du plancher.	
À chaque niveau et pour chaque direction de calcul *x* et *y*, l'excentricité structurale (e_{ox}) doit vérifier les conditions qui sont exprimées pour la direction de calcul :	$e_{ox} \leq 0{,}30 \cdot r_x$ et $r_x \geq ls$ - r_x : est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction *y* - **ls** : est le rayon de giration massique du plancher en plan	$e_{ox} \leq 0.15$ L -L : la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

4. ANALYSE DE LA STRUCTURE ET CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES

4.1. Méthodes de calcul de la force sismique

Les deux codes parasismiques utilisent les deux méthodes de calcul de la force sismique dans les constructions. Le tableau 17 décrit ces deux méthodes dans les deux codes.

***Tableau 17 :** méthodes de calcul des effets sismique*

méthodes	**Conditions d'application**	
	EC8	**RPA99/v2003**
méthode statique équivalente		- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation - une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III -selon le groupe d'usage
méthode d'analyse par forces latérales	- peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dan chaque direction principale.	
méthode d'analyse modale spectrale	- applicable à tous les types de bâtiments -Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions pour l'application de la méthode d'analyse par forces latérales.	-la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

4.2. La force sismique a la base

Le tableau 18 expose les formules de méthode d'analyse par forces latérales préconisée par l'EC8 et celle de la méthode statique équivalente adopté par RPA99/V2003.

***Tableau 18 :** comparaison les expressions des forces sismiques*

l'Eurocode8	**RPA99/v2003**
$F_b = S_d(T_1)$. m. λ Avec : $T_1 = \begin{cases} 4 \cdot TC \\ 2.0\ S \end{cases}$	$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

4.2.1 Les facteurs de la force latérale selon l'Eurocode 8

Les facteurs de la force latérale **Fb** de l'Eurocode8 présentée dans tableau 18 sont définis comme suit :

S_d (T_1) **:** est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 définie par le spectre de calcul exposé précédemment dans le 3emespectre de l'eurocode8 (§ 2.7).
T_1 **:** est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;
m : est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide,
λ : est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :

$$\lambda = \begin{cases} \lambda = 0{,}85 \text{ si } T_1 \leq 2\,T_C \text{ et si le bâtiment a plus de deux étages} \\ \lambda = 1{,}0 \qquad \text{dans les autres cas} \end{cases}$$

Avec :
T_C **:** et défini précédemment (tableaux 3et 4)
$\mathbf{T_1 = C_t . H^{3/4}}$ **(**Pour H=40m)
-La valeur de C_t doit être égale :

$$C_t = \begin{cases} 0{,}085 & \text{dans le cas des portiques spatiaux en acier} \\ 0{,}075 & \text{dans le cas des portiques spatiaux en béton} \\ 0{,}050 & \text{pour toutes les autres structures} \end{cases}$$

Où :
$$\mathbf{C_T = 0{,}075 / A_C} \qquad \text{…….. (28)}$$
Et :
$$\mathbf{A_C = \sum [A_i . (0.2 + (l_w/H))^2]} \qquad \text{…….. (29)}$$

Avec :
A_C : est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment
A_i : est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée *i* au premier niveau du bâtiment
H **:** est la hauteur de bâtiment jusqu'à 40 m
L_{wi} : est la longueur du mur de contreventement *i* au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que *l*wi/*H* ne dépasse pas 0,9.

4.2.2 Les facteurs de la force latérale selon RPA99 /v2003
Les facteurs de la force latérale **V** du RPA99/v2003 donnée dans tableau 18 sont définis comme suit :
- A : coefficient d'accélération de zone définie dans le paragraphe 2.3
- **D :** facteur d'amplification dynamique définie dans le paragraphe 2.1
- R : coefficient de comportement global de la structure définie dans le paragraphe 2.6

- Q : facteur de qualité est exprimé en fonction des critères suivants :
- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction
La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q = 1 + \sum_1^5 P_q} \qquad \text{…….. (30)}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non",

W : poids total de la structure

$$\mathbf{W = \Sigma\, Wi_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}} \qquad \text{…….. (31)}$$

β *:* coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par tableau 20

Tableau 20 : *valeur de coefficient de pondération β*

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

4.2.3 Distribution des forces sismiques horizontales

Les forces sismiques à la base **(V, F)** doivent être distribuées sur la hauteur de la structure pour les deux codes selon les formules indiquées sur le tableau 21 suivantes :

Tableau21 : *Distribution des forces sismiques horizontales*

Eurocode8 (EC8)		**Règle parasismique algérien (RPA99/v2003)**	
Formule	**Définition**	**Formule**	**Définition**
$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \, m_i}{\sum_j s_j \, m_j}$ **Ou :** $F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$	**-*Fi* :** est la force horizontale agissant au niveau *i* ; **-*Fb*** : est l'effort tranchant à la base **-*si*, *sj*** : sont les déplacements des masses *mi*, *mj* dans le mode fondamental ; **-*mi*, *m*:*j* :** sont les masses des niveaux **- *zi*, *zj*** sont les hauteurs des masses *mi*, *mj* au-dessus du niveau d'application de l'action sismique	$V = F_t + \sum F_i$ $F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$ $V_k = F_t + \sum_{i=k}^{n} F_i$	**-F_t** : La force concentrée au sommet de la structure **(F_t = 0,07 TV)** **-T :** est la période fondamentale de la structure -La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes. **-*Fi* :** La partie restante de V soit (V - F_t) **-Vk** : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

5. CONCLUSION

Cette étude bibliographie nous a permet de faire une comparaison entre quelques chapitres des normes euro code 8 (EC8) et les règles parasismiques algériennes RPA99/v2003. Les remarques qui peuvent être citées sont :

- Classification des sites

Les recommandations de L'eurocode8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes cisaillement, en Sept (07) catégories. Par contre, RPA99/v2003 adopte quatre catégories seulement.

- Classification des zones
Les zones sismiques Selon l'euro code 8 et RPA99/v2003 sont classés en quatre zones. Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8. Cependant, dans RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

- Classifications des ouvrages
L'Euro code8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance γ_I. Par contre, RPA99/v2003, le considère en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones A.

- Classe de ductilité des structures
l'Eurocode 8 divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Cependant, le RPA99/v2003 considère d'une manière implicite une classe de ductilité élevée qui correspond à la troisième classe de ductilité DCH de l'Eurocode8.

- Coefficients de comportement
Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule approché par contre dans le RPA99/V2003 est donné par des valeurs selon le type de contreventement.

- Spectre de réponse élastique
Eurocode8 préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol, par contre RPA99/v2003 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3^{eme} spectre de l'EC8.

- les règles de conception et calcul sismique
Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques, à savoir : la simplicité, l'uniformité, la symétrie, la résistance et la rigidité dans les deux directions ainsi que les fondations appropriées.

- Méthodes de calcul de la force sismique
Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise la méthode d'analyse par forces latérales, or RPA99/V2003 utilise méthode statique équivalente. Or, la méthode d'analyse modale spectrale est adoptée par les deux codes.

6. REFERENCES

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

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

EFFETS DE L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES

A. Seghir, A. Tahakourt
Laboratoire de Génie de la Construction et Architecture (LGCA)
Université A. Mira de Béjaia, Route de Targua Ouzemour, 06000 Béjaia, Algérie.
abdelghani.seghir@univ-bajaia.dz.

Thème N° 4 : Dynamique des structures et des sols

Résumé
Les barrages poids en béton sont des ouvrages de grande importance, l'évaluation de leur réponse sismique doit tenir compte des effets d'interaction fluide-structure dus aux pressions hydrodynamiques de l'eau de la retenue. On présente dans cet article, un modèle numérique permettant d'évaluer le comportement dynamique des barrages poids en béton. Ce modèle qui tient compte des pressions hydrodynamiques et de la compressibilité de l'eau, est basé sur la discrétisation en éléments finis de la structure du barrage et l'idéalisation du réservoir semi infini avec un couplage éléments finis – éléments infinis. De plus, la symétrisation du problème des vibrations libres du système couplé est abordé ; des techniques très performantes sont présentées. Elles permettent d'éviter le processus d'inversion matricielle communément utilisé même si numériquement c'est indésirable. Finalement, une étude du cas du barrage de Oued-Fodda est présentée aux fins d'illustrer la performance du modèle numérique d'une part, et d'appréhender, d'autre part, les effets de l'interaction fluide-structure sur les périodes de vibrations et la réponse sismique des systèmes couplés barrage-réservoir.

Mots–Clés : *Réponse sismique, Interaction Fluide-Structure, Barrages poids en béton. Symétrisation, Modes propres.*

1. INTRODUCTION

Une analyse de la réponse sismique des structures telles que les barrages, les réservoirs de stockage et les structures en contact avec un fluide, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure et, dans quelques circonstances, de la compressibilité de l'eau [1]. Ces effets peuvent introduire des modifications substantielles dans les caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences et modes propres de vibrations.
Dans beaucoup de situations, des problèmes d'ordre numérique surviennent lors de la discrétisation du domaine fluide dus à son extension pratiquement sans bornes ; il doit être tronqué à une distance assez loin de l'interface fluide-structure pour obtenir des résultats suffisamment acceptables [2]. Néanmoins, cet inconvénient peut être contourné par l'utilisation d'une solution analytique lorsqu'elle est applicable [1], ou, limiter le domaine fluide par une frontière de radiation ayant l'effet d'un élément absorbant [3], ou bien, représenter le domaine infini par des éléments infinis appropriés et procéder par couplage éléments finis – éléments infinis [4].
Par ailleurs, la solution du problème des vibrations libres découlant de la modélisation des systèmes barrage-réservoir entraîne de sérieuses difficultés à cause de la forme non symétrique des matrices résultantes [5]. Deux techniques de symétrisation performantes, développées dans le cadre de ce travail, permet de symétriser le système global couplé tout en évitant le processus d'inversion matricielle. Ce processus, numériquement indésirable, est souvent incontournable dans les calculs des modes propres des systèmes couplés fluide-structure. La réponse sismique, par contre, peut être évaluée au prix d'un plus lent temps de calcul, en utilisant le schéma d'intégration pas à pas qui permet de prendre en compte d'une part, la non symétrie du système d'équations algébriques et d'autre part, la non proportionnalité de l'amortissement global. Toutefois, la méthode de superposition modale peut être utilisée avec succès en supposant un amortissement global proportionnel équivalent pour le système complet [7,8,9].

2. MODELISATION

Le modèle d'éléments finis représentant le système barrage-réservoir est montré sur la figure 1. Le barrage ainsi qu'une partie du réservoir sont discrétisés en éléments quadrilatéraux quadratiques à huit nœuds (Q8). La partie du réservoir s'étendant à l'infini est tronquée à une certaine distance du parement amont du barrage et représentée par des éléments infinis. L'interface fluide-structure est idéalisée par des éléments linéiques définis par les nœuds de contact entre les deux maillages.

Les notations suivantes sont utilisées pour formuler les équations gouvernant les déplacements du barrage et la pression hydrodynamique régnant dans le réservoir :

Ω_S, $\sum S$	domaine et contour de la structure du barrage à l'équilibre
Ω_F	domaine fluide représentant la retenue d'eau
Γ_b	base de la structure du barrage
Γ_1	interface fluide-structutre
Γ_2	fond du réservoir
Γ_3	surface libre du réservoir
Γ_4	limite de troncature du réservoir
ρ_s, ρ	masses volumiques de la structure du barrage et du fluide du réservoir
$u_i, \ddot{u}_i$	déplacement et accélération d'un point de la structure dans la direction i
p	pressions hydrodynamiques dans le réservoir
n_i	la composante i du vecteur normal unitaire n
f_i	forces de volume dans la direction i
σ_{ij}	composante $(\vec{i}, \vec{j})$ du tenseur des contraintes.

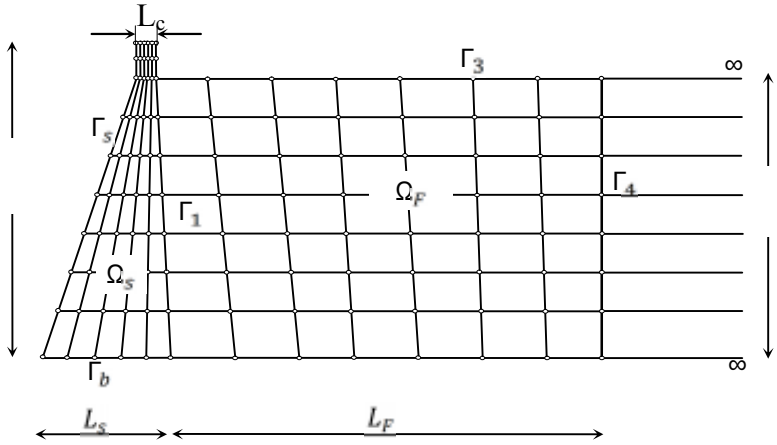


Figure 1. Maillage du barrage et du réservoir

L'équation d'équilibre dynamique, exprimée en champ des déplacements continus, d'un monolithe de barrage poids flexible, à comportement bidimensionnel élastique fixé à sa base s'écrit comme suit :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad |\Omega_s \tag{1}$$

avec les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{ij} n_j = p\, n_j \;|\Gamma_1 \quad ; \quad \sigma_{ij} n_j = 0 \;|\sum_s - \Gamma_1 - \Gamma_b \quad ; \quad u_i = 0 \;|\Gamma_b \tag{2}$$

En se basant sur les hypothèses d'eau linéairement compressible sans viscosité, et en supposant de petites amplitudes pour les mouvements du système barrage-réservoir, le champ des pressions hydrodynamiques dans le réservoir satisfait l'équation d'onde avec les conditions aux limites suivantes :

$$\Delta p - \frac{1}{C^2}\ddot{p} = 0 \quad |\Omega_F \tag{3}$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho\, \ddot{u}_n \;|\Gamma_1 \quad ; \quad \frac{\partial p}{\partial n} = 0 \;|\Gamma_2 \quad ; \frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{\rho g}\ddot{p} \;|\Gamma_3 \tag{4}$$

Dans ces équations, les symboles Δ et (¨) dénotent, respectivement, l'opérateur Laplacien et la dérivée seconde par rapport au temps. Les paramètres physiques C et g désignent la célérité des ondes sonores dans l'eau et la constante de gravité. Le symbole $\ddot{u}_n$ dans l'équation (4), représente la composante normale des accélérations des particules solides appartenant à l'interface barrage-réservoir. L'utilisation d'un modèle d'éléments finis impose

une condition supplémentaire sur la surface de troncature Γ_4 afin de traduire l'atténuation de la pression à l'infini. Cette condition de radiation peut s'écrire comme suit :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{C}\dot{p} \quad |\Gamma_4 \tag{5}$$

Afin d'obtenir une solution satisfaisante avec une formulation en éléments finis à partir des équations précédentes, le domaine fluide non borné doit être très étendu dans la direction amont, spécialement si aucune condition de radiation n'est utilisée. Cependant, dans une formulation en couplage éléments finis – éléments infinis, le réservoir peut être convenablement traité non borné. Ainsi, la troncature du domaine fluide est contournée et aucune condition à la limite n'est nécessaire.

L'établissement des équations discrètes s'appuie sur la discrétisation des formes intégrales faibles des équations (1) et (3) avec introduction du terme d'amortissement de la structure dans le système matriciel :

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M_s} & \boldsymbol{0} \\ \rho \boldsymbol{Q}^T & \boldsymbol{M_F} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{U}} \\ \ddot{\boldsymbol{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C_s} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{C_F} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{U}} \\ \dot{\boldsymbol{P}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{K_s} & -\boldsymbol{Q} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K_F} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{U} \\ \boldsymbol{P} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{F_g} \\ \boldsymbol{0} \end{Bmatrix} \tag{6}$$

Les vecteurs $\boldsymbol{U}$ et $\boldsymbol{P}$ désignent respectivement les déplacements nodaux de la structure et les pressions nodales dans le réservoir. $\boldsymbol{M_s}$, $\boldsymbol{C_s}$ et $\boldsymbol{K_s}$ sont les matrices assemblées de masse, amortissement et rigidité de la structure et les matrices $\boldsymbol{M_F}$, $\boldsymbol{C_F}$ et $\boldsymbol{K_F}$ sont leurs analogues pour le fluide. L'amortissement global du barrage est évalué selon le concept d'amortissement de Rayleigh $\boldsymbol{C_s} = \alpha \boldsymbol{M_s} + \beta \boldsymbol{K_s}$ avec α et β des constantes de proportionnalité fonctions du taux d'amortissement et des fréquences propres de vibration de la structure. Le vecteur force $\boldsymbol{F_g} = -\boldsymbol{M_s}\ddot{\boldsymbol{U}}_{\boldsymbol{g}}$ contient les composantes des forces d'entraînement générées par le vecteur des accélérations sismiques appliquées aux nœuds de la structure. Les forces hydrodynamiques agissant sur la face amont du barrage sont reliées au vecteur inconnu des pressions nodales, à travers la matrice d'interaction $\boldsymbol{Q}$. La matrice globale "masse fluide" $\boldsymbol{M_F}$ inclue la compressibilité de l'eau et les effets des ondes de surface. La matrice "d'amortissement fluide" $\boldsymbol{C_F}$ associée aux effets de radiation n'intervient pas dans le modèle de couplage éléments finis – éléments infinis.

3. IMPLEMENTATION DES ELEMENTS INFINIS

L'objectif principal visé dans l'emploi des éléments infinis pour l'analyse des systèmes barrage-réservoir est de modéliser économiquement le domaine réservoir non borné et d'éviter l'utilisation de la matrice $\boldsymbol{C_F}$ associée à la condition de radiation. En général, deux approches peuvent être utilisées : l'approche directe par des fonctions de forme décroissantes et l'approche inverse par des transformations géométriques ascendantes [4].
L'approche directe par des fonctions décroissantes, appliquée ici pour établir un élément infini à partir de l'élément fini isoparamétrique à huit nœuds (Q8), consiste à étendre le domaine de définition des coordonnées naturelles en dehors de l'élément jusqu'à l'infini dans la direction amont. Les nouvelles fonctions d'interpolation F_i associées au nœud i, sont obtenues en multipliant les fonctions de formes ordinaires N_{p_i} par des fonctions décroissant asymptotiquement vers zéro lorsque la coordonnée horizontale tend vers l'infini. Les fonctions décroissantes sont sélectionnées de telle sorte à reproduire l'atténuation de la pression dans la direction amont. Ainsi, les nouvelles expressions des fonctions d'interpolation s'écrivent comme suit :

$$F_i(\xi, \eta) = N_{p_i}(\xi, \eta)\, e^{\frac{\xi_i - \xi}{L}} \tag{7}$$

L'indice i fait référence au numéro du nœud, ξ représente la coordonnée horizontale locale et L est un paramètre introduit pour contrôler la sévérité de la décroissance. La matrice Jacobienne originale ainsi que le maillage d'éléments finis initial du réservoir restent inchangés. L'inclusion de ξ_i a pour but d'assurer que les fonctions de décroissance, par suite les fonctions d'interpolation, prennent des valeurs unitaires aux nœuds pour lesquels elles sont définies. Les modifications nécessaires pour insérer l'approche directe dans un programme de calcul par éléments finis concernent essentiellement l'intégration numérique et l'évaluation des nouvelles fonctions de forme et de leurs dérivées. Les points et poids d'intégration numérique sont calculés selon la méthode de Gauss-Laguerre puis modifiés pour l'intervalle $[-1, \infty[$.
Les matrices "masse fluide" et "rigidité fluide" prennent, pour les éléments infinis, les expressions suivantes :

$$(\boldsymbol{M}_{\boldsymbol{F}\infty})_{ij} = \left[\sum \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} F_j \frac{1}{C^2} F_i \, det(\boldsymbol{J}) \, d\eta \, d\xi \right] + \left[\int_{-1}^{\infty} F_j \frac{1}{g} F_i \, det(\boldsymbol{J}) \, d\xi\right]_{|\eta=1} \tag{8}$$

$$(\boldsymbol{K}_{\boldsymbol{F}\infty})_{ij} = \left[\sum \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{\infty} < F_{j,\xi} \quad F_{j,\eta} > \begin{Bmatrix} F_{i,\xi} \\ F_{i,\eta} \end{Bmatrix} det(\boldsymbol{J}) d\eta \, d\xi \right] \tag{9}$$

Le symbole $\sum$ désigne ici l'opérateur d'assemblage et $det(\boldsymbol{J})$ est le déterminant de la matrice Jacobienne $\boldsymbol{J}$. La virgule en indice signifie la différentiation par rapport à la coordonnée locale qui la suit.

4. Problème des Vibrations libres

Le problème des vibrations libres du système couplé barrage-réservoir s'obtient en réécrivant le système d'équations (6) sans considération des matrices de dissipation :

$$\left(\begin{bmatrix} \boldsymbol{K_S} & -\boldsymbol{Q} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K_F} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \boldsymbol{M_S} & \boldsymbol{0} \\ -\rho \boldsymbol{Q}^T & \boldsymbol{M_F} \end{bmatrix}\right) \begin{Bmatrix} \boldsymbol{U} \\ \boldsymbol{P} \end{Bmatrix} = \boldsymbol{0} \tag{10}$$

Ce système n'est pas symétrique, par conséquent, les méthodes d'analyse modale usuelles ne sont pas directement applicables. Cependant, il existe plusieurs techniques permettant de le réécrire sous diverses formes symétriques. Toutefois, elles présentent en général, un inconvénient majeur relatif à des changements de variables, des inversions matricielles et des produits de trois matrices [5]. La technique, proposée ici, se base sur l'inversion de la matrice masse de la structure et ne demande aucun changement de variable. De plus les effets des ondes de surface peuvent être facilement inclus. Le système symétrique résultant s'écrit :

$$\left(\begin{bmatrix} \frac{1}{\rho}\boldsymbol{K_F} + \boldsymbol{Q}^T\boldsymbol{M_S^{-1}}\boldsymbol{Q} & -\boldsymbol{Q}^T\boldsymbol{M_S^{-1}}\boldsymbol{K_S} \\ -\boldsymbol{K_S^T}\boldsymbol{M_S^{-1}}\boldsymbol{Q} & \boldsymbol{K_S^T}\boldsymbol{M_S^{-1}}\boldsymbol{K_S} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{\rho}\boldsymbol{M_F} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K_S^T} \end{bmatrix}\right) \begin{Bmatrix} \boldsymbol{P} \\ \boldsymbol{U} \end{Bmatrix} = \boldsymbol{0} \tag{11}$$

On voit dans la forme de ce système que les calculs de l'inversion matricielle sont évités puisque l'inverse de la matrice masse diagonale n'est autre que l'inverse de ses éléments diagonaux. Il s'ensuit des réductions considérables dans les calculs des doubles produits matriciels qui se réduisent à de simples produits. En effet, une étude comparative des temps d'exécutions pour la détermination des dix premiers modes de vibration du système barrage-réservoir de Oued Fodda [6], a révélé qu'un gain important en temps machine de 65% peut être obtenu en utilisant cette technique. Une deuxième forme symétrique peut être obtenue en utilisant un changement de variable $\boldsymbol{P} = \rho\,\omega^2\boldsymbol{V}$, elle conduit au système suivant :

$$\left(\begin{bmatrix} \boldsymbol{K_S} + \rho\boldsymbol{Q}\boldsymbol{M_F^{-1}}\boldsymbol{Q}^T & -\rho\boldsymbol{Q}\boldsymbol{M_F^{-1}}\boldsymbol{K_F} \\ -\rho\boldsymbol{K_F^T}\boldsymbol{M_F^{-1}}\boldsymbol{Q}^T & \rho\boldsymbol{K_S^T}\boldsymbol{M_F^{-1}}\boldsymbol{K_F} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \boldsymbol{M_S} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \rho\boldsymbol{K_F^T} \end{bmatrix}\right) \begin{Bmatrix} \boldsymbol{U} \\ \boldsymbol{V} \end{Bmatrix} = \boldsymbol{0} \tag{12}$$

On voit qu'on utilise ici l'inversion de la matrice de masse fluide qui est définie positive quelle que soit la nature des conditions aux limites utilisées pour la pression. Les fluctuations de la surface libre peuvent aussi être incluses dans ce système par le biais de la condition d'ondes de surface linéarisée. Ceci est l'un des avantages de cette technique. Un autre avantage concerne l'aspect numérique : dans le cas où la matrice de masse concentrée est adoptée pour la masse du fluide, $\boldsymbol{M_F}$ devient une matrice diagonale et son inverse s'obtient rapidement par simple inversion de ses composantes diagonales comme dans le cas de la précédente technique. De plus, le nombre d'opérations nécessaires au triple produit matriciel est aussi considérablement réduit.
Finalement, il est non moins important de noter que si le fluide est supposé incompressible, le problème aux valeurs et vecteurs propres résultant se réduit à la forme symétrique et plus simple suivante :

$$\left([\boldsymbol{K_S}] - \omega^2\left[\boldsymbol{M_S} + \rho\boldsymbol{Q}\boldsymbol{K_F^{-1}}\boldsymbol{Q}^T\right]\right)\{\boldsymbol{U}\} = \boldsymbol{0} \tag{13}$$

5. RESULTATS NUMERIQUES

Dans le but de montrer les performances du modèle numérique présenté, l'analyse des vibrations libres et de la réponse transitoire du système barrage-réservoir de Oued-Fodda est effectuée. La réponse dynamique est déterminée en termes des déplacements du barrage et des pressions hydrodynamiques dans le réservoir. L'histoire de réponse et les valeurs maximales sont utilisées pour quantifier les variations des déplacements, des contraintes et des pressions. Les résultats obtenus par le modèle de couplage éléments finis – éléments infinis sont comparés aux solutions du modèle d'éléments finis avec frontière de radiation.

5.1. Vibrations libres

L'économie et l'efficacité induites par les éléments infinis sont appréciées par une étude des vibrations propres du système barrage-réservoir. La position de la limite de troncature est variée selon les valeurs $L_F = 3H_s$, $2H_S$ et $3H_S$ (H_S est la hauteur totale du barrage). La hauteur du réservoir est fixée au niveau normal de retenue et le nombre N_{ex} de pas de discrétisation en éléments finis dans la direction horizontale est varié de 5 à 30 pas. Les résultas les plus importants pour la comparaison sont présentés dans le tableau 1 ci-après.

Tableau 1. Périodes de vibrations libres (sec.)

Modes	1	2	3	4	5
Frontière de troncature ($L_F = 3H_s$, $N_{ex} = 30$)	0.316	0.258	0.217	0.165	0.126
Eléments infinis ($L_F = H_s$, $N_{ex} = 7$)	0.307	0.267	0.213	0.161	0.119
Différence relative (%)	2.85	3.37	1.84	2.42	5.56

On voit à partir de ce tableau, que le modèle de couplage éléments finis – éléments infinis produit des valeurs des périodes de vibrations du système pratiquement identiques à celles calculées sans couplage et ce pour tous les modes retenus dans l'analyse. En plus du fait que la position de la limite de troncature peut être rapprochée de l'interface fluide-structure d'un facteur de 3, le nombre d'éléments finis dans la direction horizontale (N_{ex}) est réduit au quart. En outre, un autre calcul a montré que le couplage avec les éléments infinis permet de réduire la distance de troncature à $0.1H_S$ et le nombre d'éléments finis dans la direction horizontale à 5 éléments sans trop altérer les valeurs des trois premières périodes. Cette réduction peut être poursuivie à $0.01H_S$ et à un seul élément fini pour la période du mode fondamental. Ceci montre bien les gains en volume de calculs et en capacité mémoire pouvant être acquis en utilisant des éléments infinis pour représenter les milieux non bornés. Par ailleurs, il est à noter que comparativement aux périodes de vibrations du barrage (0.26, 0.11, 0.09, 0.06 et 0.04 secondes) sans la prise en compte du réservoir, on voit ici que l'interaction fluide-structure a pour effet d'allonger les périodes propres du système.

Les quatre premiers modes du système couplé, tenant compte de la compressibilité du réservoir, sont tracés sur la figure 2. Pour chaque mode, sont représentées la déformée du barrage et la répartition correspondante des pressions hydrodynamiques sur le parement amont. Toutes les déformées sont normalisées puis amplifiées de 20 fois alors que les pressions correspondantes sont simplement normalisées.

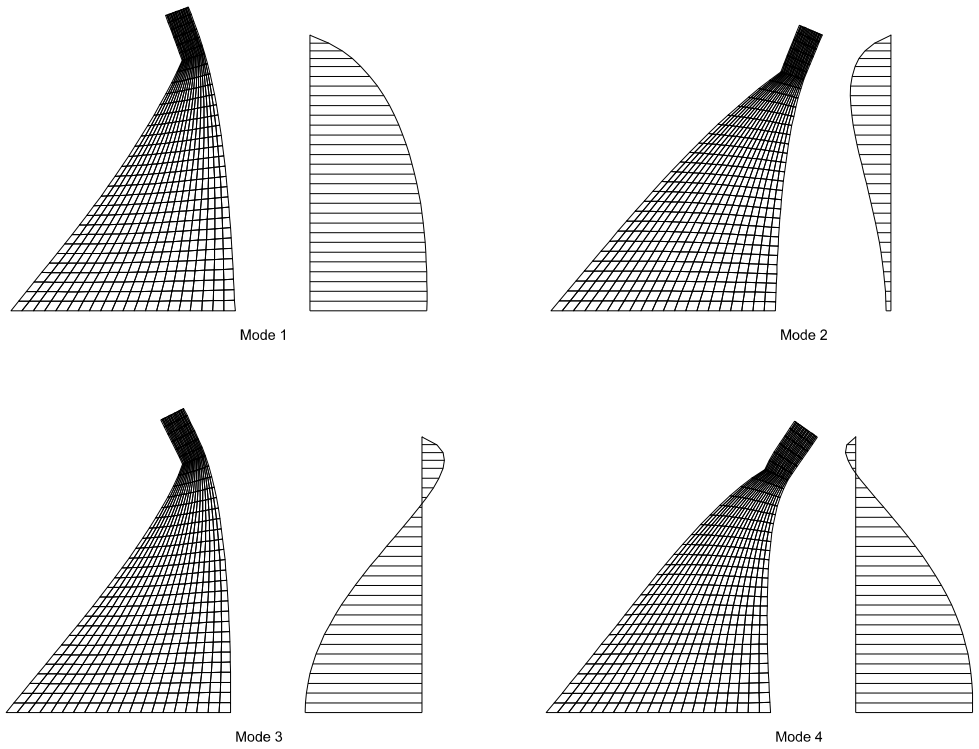


Figure 2. Modes propres du système couplé : déformées du barrage et distributions de la pression

5.2. Réponse sismique

Dans le but d'apprécier l'effet de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique du barrage, le système couplé barrage-réservoir est soumis aux accélérations du séisme de Loma Préita du 17/10/89 enregistrées à la station Oakland Outer Wharf. La figure 3 ci-dessous, montre les 12 premières secondes de l'accélérogramme. Cet enregistrement, dont le spectre de réponse augmente entre les périodes 0.2 s et 0.4 s est choisi afin de montrer les amplifications possibles dues aux changements des caractéristiques vibratoires du barrage sous l'effet des pressions hydrodynamiques.

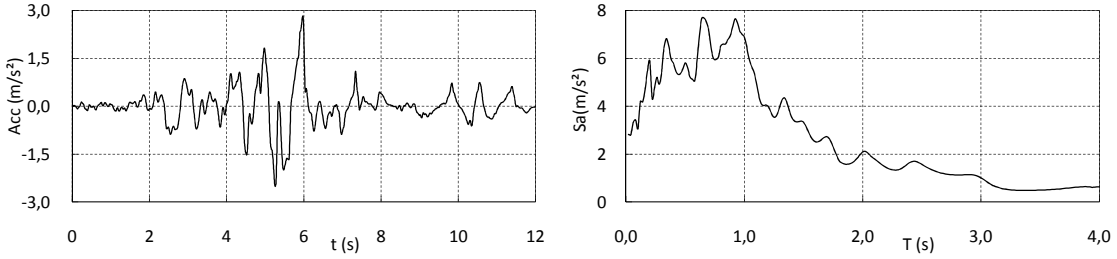


Figure 3. Enregistrements et spectre de réponse (ξ = 5%) du séisme de Loma Preita à la station Oakland.

Les déplacements en crête du barrage calculés sans la prise en compte des effets du réservoir et ceux calculés avec prise en compte des effets d'interaction fluide-structure sont représentés dans la figure 4. Les déplacements de la structure seule sont déterminés en résolvant uniquement la première équation du système (6) avec la méthode de superposition modale. Dix (10) modes propres sont utilisés avec un même taux d'amortissement critique fixé à 5%. Les déplacements obtenus avec la prise en compte du réservoir sont solution du système couplé entier (équation 6). Dans ce cas l'intégration pas à pas directement dans le domaine des temps s'impose pour prendre en charge d'une part, l'amortissement couplé et non proportionnel et, d'autre part, la configuration du vecteur force dont la seconde moitié est nulle.

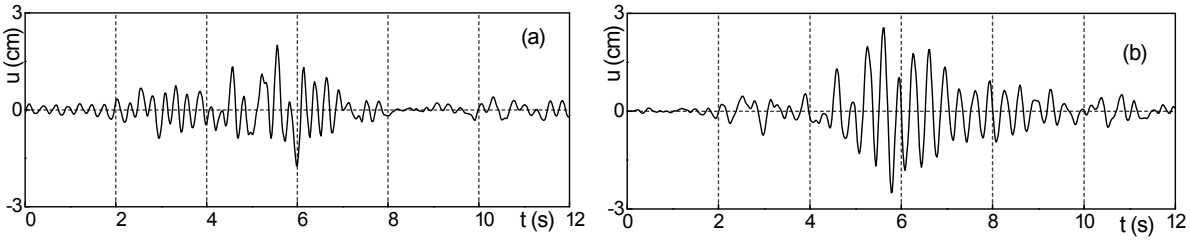


Figure 4. Déplacements en crête du barrage. (a) barrage à réservoir vide, (b) système couplé barrage- réservoir

Cette figure montre l'amplification des déplacements et le maintien des fortes vibrations sur une plus longue durée par les effets de l'interaction. Les déplacements à grandes amplitudes s'étalent de 4 à 10 secondes dans la réponse du système barrage-réservoir et ne dépassent pas les 8 secondes dans le cas du barrage seul. De plus, le pic augmente de 19.9 mm à 25.8 mm, soit une amplification de l'ordre de 30%. Ceci induit une augmentation dans les contraintes sismiques qu'on peut observer sur la figure 5 ci-dessous qui représente la distribution, en valeurs absolues, le long du parement amont, des contraintes principales et des pressions hydrodynamiques maximales agissant sur le barrage.

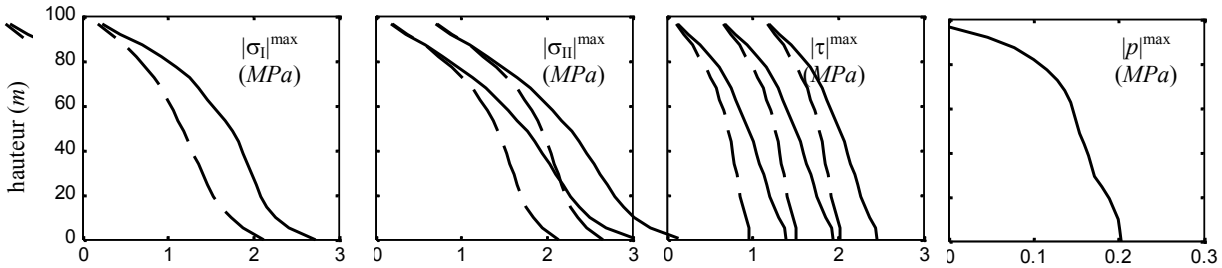


Figure 5. Contraintes sismiques et pressions hydrodynamiques absolues agissant sur le parement amont du barrage. – – – barrage à réservoir vide, ——— système couplé barrage-réservoir

6. CONCLUSION

Un modèle numérique de couplage éléments finis – éléments infinis permettant d'analyser les effets d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages poids en bétons a été présenté. Le système fluide-structure typique pour lequel l'étude a été réalisée est constitué du barrage de Oued Fodda et de sa retenue.

Il a été montré que l'utilisation des éléments infinis pour représenter le domaine fluide non borné est mieux adaptée que l'emploi d'une limite de radiation. De plus les techniques de symétrisation proposées pour la solution du problème des vibrations libres méritent beaucoup d'intérêt puisqu'elles permettent d'éviter l'inversion matricielle tout en gardant les pressions et les déplacements comme variables de base du modèle. Par ailleurs, la nature de l'amortissement global, non proportionnel à la masse totale, a imposé l'emploi de l'intégration directe pas à pas du système d'équations complet ; une recherche d'un amortissement proportionnel équivalent serait d'un grand intérêt pour appliquer la méthode de superposition modale.

Les résultats, obtenus par l'analyse du système barrage-réservoir considéré dans cette étude, montrent que l'interaction fluide-structure a pour effet principal d'allonger les périodes propres de vibration de la structure. La réponse sismique a montré que les déplacements ainsi que les contraintes et les pressions hydrodynamiques agissant sur la structure peuvent, dans certains cas, être amplifiés. En réalité l'effet du réservoir peut, en fonction du contenu fréquentiel de l'excitation sismique, amplifier ou réduire la réponse de la structure.

Bibliographie

[1] Hall J.F., Chopra A.K. Two-dimensional dynamic analysis of embankment and concrete-gravity dams including hydrodynamic effects, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 10, 1982, p. 305-332.

[2] Saini S., Bettess P. Zienkiewicz O.C. Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 6, 1978, 363-374.

[3] Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The finite element method. Solid and fluid mechanics, dynamics and non-linearity, vol. 2, Mc. Graw-Hill Book Company, 1991.

[4] Bettess P. Infinite elements, Penshaw Press, 1992.

[5] Daniel W.J.T. Modal methods in finite element fluid-structure eigenvalue problems, Int. J. Num. Meth. Eng., vol. 15, 1980, p. 1161-1175.

[6] Seghir A. Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol structure et interaction sol-structure, application aux cas des barrages poids en béton. Thèse de Doctorat, Université de Béjaia et Université Paris-Est, 2010.

[7] Tiliouine B. Seghir A. Sur la symétrisation du problème de vibration des systèmes couplés fluide-structure Vème Colloque de l'association Française de Génie Parasismique, AFPS99, 19 – 21 Oct. 1999, Paris-Cachan, France.

[8] Tiliouine B. Seghir A. A numerical model for time domain analysis of dams including fluid-structure interaction, Fourth International Conference on Computer Structures Technology CST98, Edinburg, Scotland, 18th – 20th August, 1998.

[9] Tiliouine B. Seghir A. Fluid-structure models for dynamic studies of dam-water systems, Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, 6th – 11th September, 1998.

PROBABILISTIC EVALUATION OF TRAFFIC FLUX AND ARTWORK SAFETY

BOUHALOUFA. A , KADRI. T, BELHACENE. A, REZZIGA. A, SADKI. N

LABORATORY OF MATERIALS AND METHODS OF CONSTRUCTION
UNIVERSITY ABDELHAMID IBN BADIS – MOSTAGANEM (ALGERIA)
Email: abouhaloufa@yahoo.fr

THEME N° 6: Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

Abstract

The traffic flux is a complex phenomenon in which the dynamic behavior, moreover well know, is generally badly defined. Indeed all laws and models reflect from idealizations and empirical approximations. For this reason we develop in this paper a methodological approach for a macroscopic modeling of the traffic. The approach is based on the probabilistic aspect of the phenomenon, with the method exploitation, the base data and AGBARTCHENKOV [1] works results, in order to describe the basic phenomena caused by traffic. The major interest is the description of such system using a probabilistic model, which links all the factors influencing the highway traffic and the safety of the artworks, limiting speeds, density and the minimum distance between two moving objects of road traffic on an artwork.

Keywords: *Flux - highway traffic - probabilistic model – statistic model – structure safety – loading – safe distance*

INTRODUCTION

The transport movement on roads and bridges is accompanied by a continuous speed change between vehicles caused by the interaction effect, the transport flux can be conventionally divided into three groups:

• Free movement of vehicles, not limited in the road choosing,
• Particularly related circulation, maneuvering inside the flux are limited by the proximity of vehicles,
• A part of the flux is linked, in which the distribution of the behind vehicles is defined by the front vehicles one.

In the traffic process, the flux is continually changing as a result of different dynamic properties, transport tools and the influence of road obstacles (barriers, convoys, climatic conditions, etc..) which makes difficult to create an adequate mathematical model of flux, that is why, in the model calculations we use, respecting certain conditions, the prison life model [2].

On bridge many vehicles circulation peculiarities are reserved, if the traveled portion is enough large. The conditions of vehicles circulation directly on bridges were studied by EB-TOMAS [3,4]. In order to study the model data, they established a normal distribution in R^2 with the speed and the intervals between vehicles.

The theme of this work is on one hand the prediction of traffic and more generally the completion of traffic measurements over time (prediction) and space (distribution), on the other hand the study of the structure loading and the determination of traffic conditions (boundary conditions). That is why we used statistical methods in order to propose adequate and automated solutions, modular and adapted to technical and climate conditions in which we can find our circuit and our structures to study.

2. STATIC MODEL OF A TRANSPORT FLUX

However, changing the circulation regime at that time (during a day), cannot be described by this law, that is why the obtained results were unsuitable for stability calculation to estimate the probability and bridges life time.

IP data were completed and generalized by EB-TOMAS, who established special programs. For the UBM calculation of dangerous changes waited. In the statistical vehicles in motion flux model, proposed below, we study the regime change probability in time.

The distribution function of vehicles number of one circulation lane (Fig.1) on a given interval, is given based on the following assumptions:

• The velocity v (m/s) and the intensity i (1/h) of movement are considered constant in the time interval τ [5];

• They can change by discretization at each time interval, eg 1 hour;

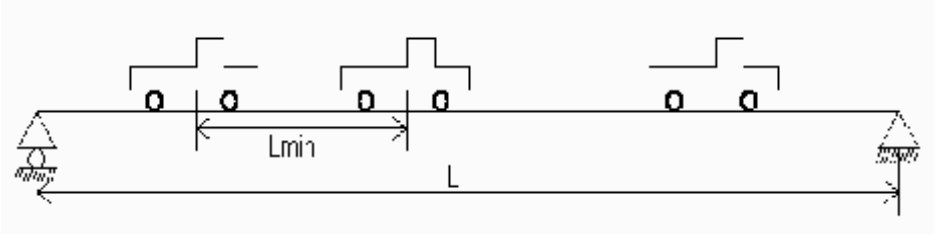


Fig.1. Minimum safe distance on a road bridge

• Overtaking in the bridge is excluded;
• The distance between vehicles (in meters) located in an interval, as the minimum safety distance L_{min} ;
• The influence of cars on the same or opposite lane is not taken into account;
• the situation change in the interval l occurs so discretized in a time intervals equal to $\frac{l}{v}$

The probability $\overline{p}_j^{(l)}$ of the vehicles number j on the interval l is subjected to the Poisson law

$$\overline{p}_j^{(l)} = cm^j (j!)^{-1} e^{-m} \tag{1}$$

$$C = \left[\sum_{j=0}^{n} \overline{p}_j^{(l)} \right]^{-1} = \left[\sum_{j=0}^{n} m^j / j! \right]^{-1} e^m \tag{2}$$

C-constant, determined from the maximum number of vehicles probabilities $|l / L \min|$, which may be found at the same time in the interval l.
The minimum safety distance authorized between the gravity centers of nearby vehicles, depends on the speed and intensity of traffic.
By analyzing Table 1, and taking into account that the traffic conditions on roads of Russia and Algeria are fundamentally different and that the calculation by the elementary formula [6] provides results for most speeds answered 7-20 m/s, with infinitely starting points we take the sample data of Russia. Similar samples of Algerian highway bridges were introduced in 2008-2009.

Table 1: authorized distance between two consecutive vehicles on a bridge according to the running speed (m)

	speeds (m/s)				
	5	10	15	20	25
	authorized distance between vehicles (m)				
Values found in the site of Algeria	15	20	28	36	54
Values found in the site of Russia	17	23	35	44	66
theoretical values	15	30	48	76	100

2.1. Comment

Intervals shown in Table 1 are in a some conditioned measure, they increase with increasing the of loading vehicles size.

The intensity is related to the speed by correlation equations obtained using the sample data processing by the least squares method.

For a mixed flux we have:

$$v = 16{,}4 - 4{,}2 * 10^{-3} u \quad (3)$$

For trucks flux we have:

$$v = 15 - 3{,}4 * 10^{-3} u \quad (3.a)$$

Theoretically the maximum intensity for a single band, does not exceed 1000 l / τ [5]. Practically, the daily limit intensity does not exceed 5000 vehicles / day, and the probable speed of loaded truck traffic is within 10 to 20 m / s

The likelihood of the Poisson hypothesis is verified by the samples of traffic on a single band (lane a) of Algerian road section at different times by day. The sampling method was as follows:

During one hour, every second we noted the vehicles number on intervals with 25, 40 and 80 meters lengths (taking into account the complete change in the situation of the vehicles distribution during this time), we defined the traffic intensity and the sample results, we determined the estimators of expected values m * and dispersion (variance) D * (table 2)

$$m^* = n^{-1} \sum_{i=1}^{n} ni * pi \quad D^* = (n-1) \sum_{i=1}^{n} (ni - m^*) Pi \quad (4)$$

Table 2: The values of statistical moments based on the number of vehicle / hour

U_j vehicles/h	The track segment length of (m)					
	25		40		80	
	m^*	D^*	m^*	D^*	m^*	D^*
400	0.375	0.300	0.387	0.324	0.780	0.860
650	0.570	0.540	0.550	0.510	1.030	1.090

The approach of statistical moment's m * and D *, corresponding to the defined intensity i in the interval l, reflects the plausibility of the allowed hypothesis by the distribution law: standard poissonnier flux of events.

The traffic density, which is the number of vehicles realized on a measurement of interval length of a band is $d = \frac{m^*}{l}$ and can be defined by the empirical linear formula:

$$d = k * v \quad (5)$$

with:

k: coefficient which , according to [7.8] is around 1,9-3,7.10-5 1 / m, and according to LAITEKHILA data is around 2.9 -3.4. 10-5 1 / m.

In big intensities (u> 400 1 / τ) the calculation of the probability by the expression (1) leads to remarkable errors due to the influence of the flux constraint. With this, there is no complete change of situation in the interval $\Delta t = \frac{l}{v}$ the effect of stress can be approximately interpreted as the disappearance of a part (the full case) of null

events, when there is no vehicle on the given interval, we correct the allowed law (1) excluding a part of null event (j = 0), by proportionate distribution with the probability $\overline{p}_j^{(e)}$ for which $j \neq 0$.

For this, we define firstly the number M of vehicles subjected to constraint during an hour.

$$M = U - \sum_{j=1}^{n} j\overline{p}_j^{(e)} 3600\frac{v}{l} \tag{6}$$

So the number of complementary vehicles, located, following the same stress is

$$Mj = Mj\overline{P}_j^{(e)} = \sum_{j=1}^{n} j\overline{P}_j^{(e)} \tag{7}$$

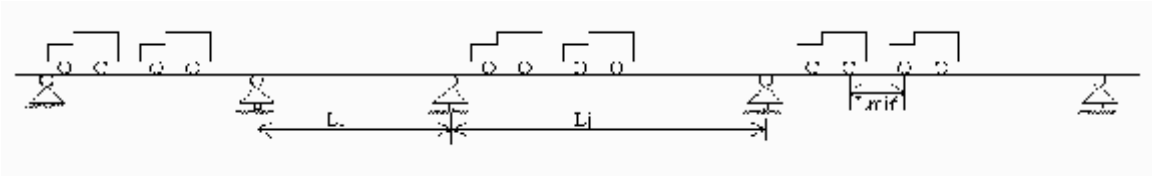


Figure 2. The position of vehicles on the deck and the minimum distance between them

The probability $\overline{p}_j^{(e)}$ for j vehicles ($j \neq 0$) to 'fall' on the interval l, taken into account the correction of stress, will be defined by the formula:

$$P_j^{(l)} = \overline{P}_j^{(l)} + \overline{P}_j^{(l)}\left[U - \sum_{j=1}^{n} j\overline{P}_j^{(l)}\frac{3600}{l}v\right] : \left[\frac{3600}{l}v\sum_{j=1}^{n} j\overline{P}_j^{(l)}\right] \tag{8}$$

The probability of appearance of a null event P0, will be smaller and is defined by:

$$P_j^{(l)} = \overline{P}_0^{(l)} - \sum_{j=1}^{N}\left[U - \sum_{j=1}^{n} j\overline{P}_j^{(l)}\frac{3600}{l}v\right] : \left[\frac{3600}{l}v\sum_{j=1}^{n} j\overline{P}_j^{(l)}\right] \tag{9}$$

The formulas (8) and (9) are applicable for diverse applications of the difference in the expression (9)

3. ESTIMATE OF BRIDGE LOADING

the number of events λj, for j vehicles at the same time over a length l, for a period τ = 1h is equal to:

$$\lambda_j = \overline{P}_j^{(l)} 3600\frac{v}{l} \tag{10}$$

Similarly, we can estimate the number of such events, for the service duration T of the bridge, using a discrete variable of the intensity and the speed of transport movement in time. For the calculation, we can use the cyclogrammes, proposed in Xaan [9].

The prospect of changes in traffic flux in series of years, can be defined on the basis of many extensive on the evolution particularity of the production of an economic real region for bridges calculations, only the contribution of heaviest trucks is taken into account, for which Thresholds of given reinforcement are achieved, in construction.

After the observation of the traffic movement on the street, it was found that the distribution probability in an infinite column of vehicles, of a particular vehicle type, follows a geometric distribution:

$$P_j = P^l(1-P) \tag{11}$$

And the probability of the appearance of vehicle j having the same type after the one after another can be defined from the multiplication of probabilities theorem:

$$P_j = P^j \tag{12}$$

with:
P: frequency of appearance of a particular type of vehicle in the column.

In a column, the distribution probability following different types of trucks can be defined by:

$$P_j = \prod_{r=1}^{j} \Pr \tag{13}$$

with:
Pr: probability of appearance of the truck type r in the uniform column.

Distribution, at the same time, of different types of vehicles in the column is defined by expression (13) and assumed arbitrary.

The coefficient μ of vehicle loading, that is to say the relationship between transported change and the total transport column of the vehicle, according to data [4, 3], can be equal to 0.4-0.8 .

We assume that for all the service period of the bridge, the appearance of a heavy and different loading set is possible and that is on a single band of the road.

The number of event Nq, for q = 1, 2, ..., Q, for the q^{th} loading calculation of during the period T (in years) is estimated by the formula (taking into account a variation of the intensity and speed).

$$Nq = \sum_{t=1}^{T} \sum_{i=1}^{12} \sum_{S=1}^{30} \sum_{K=1}^{24} Pq(k,s,i,t) \frac{3600}{l} v\eta^n \tag{14}$$

with :

$$Pq(k,s,i,t) = P_n^{(l)}(k,s,i,t) P_n^{(q)}$$

N:number of cars on the bridge at the same time

Pq (k, s, i, t): Probability of appearance on the bridge for the qth loading calculation, this probability of a complex event is defined as the product of probabilities of unfavorable loading combination and calculated using the formula (12) or (13), and the probabilities $P_n^{(l)}(k,s,i,t)$ are calculated by the formula (8)
k, s, i, t: are values in terms (k = 1, 2, 3, ..., 12), in days (s = 1, 2, 3, ... 30), in months (i = 1, 2, 3, ... 12), in years (t = 1, 2, 3, T).
The average value of the probability of qeme loading calculation for the whole period T is calculated by the formula (15):

$$P_q = \sum_{t=1}^{T} \sum_{i=1}^{12} \sum_{s=1}^{30} \sum_{K=1}^{24} P_q(k,s,i,t) \tag{15}$$

Here, the numbers 12, 30, 24, correspond respectively to the number of months in the year, days in the month and hours in a day.

In case when (Pu) and the intensity of movement are given by statistical series, the number of loading calculations Nq is defined by the following expression:

$$N_{q1} = T * 12 * 30 * 24 * \frac{3600}{l} * v * \mu^n * P_n(q) * \sum_{v=1}^{m} P(Uv) * P_{n,u}^{(e)} \quad (16)$$

For the crossing movement, the probability of intersection of two trucks at a given section of the bridge, should theoretically be null, it will be different from 0, if the location of such crossing is given by a certain interval, this probability depends on the relationship that links the length of this interval and the average distances between heavy vehicles of each column. Such situation can be observed in the case of more complex events, for example the intersection of a column of trucks.

The number of events Nq for a movement in both directions will be defined approximately, with an additional element (corrective) by the following expression:

$$N_{q2} = \sum_{t=1}^{T} \sum_{i=1}^{12} \sum_{S=1}^{24} \sum_{K=1}^{30} Pq_1(k,s,i,t) Pq_2(k,s,i,t) \frac{3600}{l} v\eta^n \quad (17)$$

In which the probabilities PQ1 (k, s, i, t) and PQ2 (k, s, i, t) correspond to the different directions of transport movement.

Thus, the appearance of loading calculations for bridges with medium and long spans under normal conditions for mixed movements is studied as a very rare event.

The intensity of the movement on roads for one day is distributed unevenly, according to A. Birou K [5] data it is close 0 for 1/3 of the day, and can vary from 1.5 to 4 times in the 2/3 of the time remaining. For a high intensity ($u \geq 400$ 1 / h), the passage to a motion with multiple columns is necessary in order to reduce accident situations.

Multiple observations of the circulation (movement) realized by the service operating on different highways in Algeria show a significant decrease in the intensity over time, for example, from the daily average intensities data (in both directions of motion), for 2 years, economic regions PCQP (table 3), we see that the proportion of vehicles over 5T.C in a mixte circulation (movement) is from 18-27% of the total number of vehicles. The proportion of heaviest vehicles (30T.c and more), as reported by AIVACIELEV [3] may be taken equal to 2% of all vehicles.

For viaducts and flyover bridges with special prescription (economic, career), exploited only by heavy vehicles, the probability and the number of calculations of change can be highly significant.
The transverse distribution of vehicles, for roads and bridges with a multi column circulation (movement), according to research, is characterized by the flux division into two parts: heavy vehicles (outside the band) and light (inside the band), holding that, the circulation (movement) of light and heavy vehicles, is carried out in accordance with the speeds 50-70km / h and 80-110 km / h

The distribution densities of vehicles, constructed according to the crossing widths of bridges have a double modal form for each traffic direction.
The important mode corresponds primarily to heavy vehicles (trucks) transport, the distances between the modes are between the limits 3m-4m and their distances in edges do not exceed 4m. These data are not practically the distances limits of recommended density [10].

Table 3: The stations of traffic counters.

Convoys of vehicles	Stations for the traffic calculating					
	I		II		III	
	2007	2008	2007	2008	2007	2008
light %	16.700	30.800	8.800	8.600	17.300	18.400
Heavy up 2,5 tf %	20.000	10.700	20.000	21.000	26.300	27.600
Heavy up 4,5tf %	31.200	34.900	36.100	32.200	28.500	29.800
Buses %	14.000	4.200	7.900	12.700	6.700	6.000
Heavy vehicles > 5 tf	18.100	20.400	27.200	25.500	21.200	18.200
Total %	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000
Number of vehicles in 24 h	19.500	32.700	1.200	1.550	6.150	6.800

The transport band on light bridges has almost the same conditions as on bridges having special requirement, that is to say that the empirical frequency of loading calculations, for them, can be significant.

In complex multi-way bridges, the probability Pq and the predictable number of loading calculations Nq, are defined as for complex events of k spans loading using the possible number of vehicles nj and simultaneously with the total absence of loading on the other spans (s-k).

Table 4: For a speed V = 10m / s

Days	0.0	0.1	0.3	1.0	1.3	2.0	2.3	2.6	3.2
U=100 1/h	0.900	0.690	0.650	0.100	0.070	0.010	0.010	0.005	0.000
U=250 1/h	0.680	0.650	0.440	0.250	0.180	0.030	0.020	0.010	0.004
U=500 1/h	0.380	0.380	0.380	0.380	0.350	0.150	0.120	0.090	0.044
U=1000 1/h	0.380	0.380	0.380	0.380	0.370	0.330	0.300	0.270	0.200

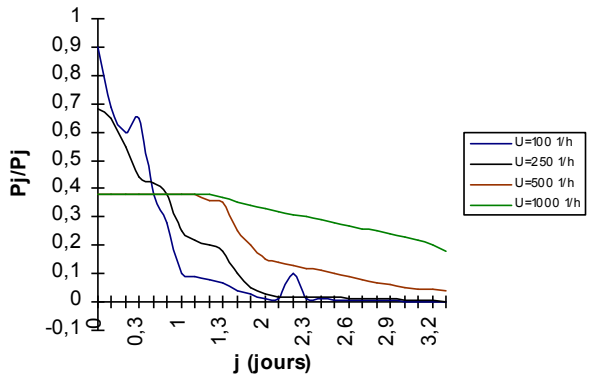


Figure 3. Representative graph of the influence values of correction for a speed equal to 10 m / s

Table 5: For a speed V = 15 m / s

Days	0.0	0.1	0.3	1.0	1.3	1.5	1.8	2.0	2.1
U=100 1/h	0.900	0.800	0.600	0.100	0.070	0.050	0.020	0.010	0.000
U=250 1/h	0.780	0.750	0.610	0.210	0.180	0.140	0.080	0.030	0.020
U=500 1/h	0.580	0.560	0.490	0.360	0.300	0.240	0.180	0.120	0.100
U=1000 1/h	0.040	0.060	0.150	0.250	0.480	0.450	0.390	0.340	0.300

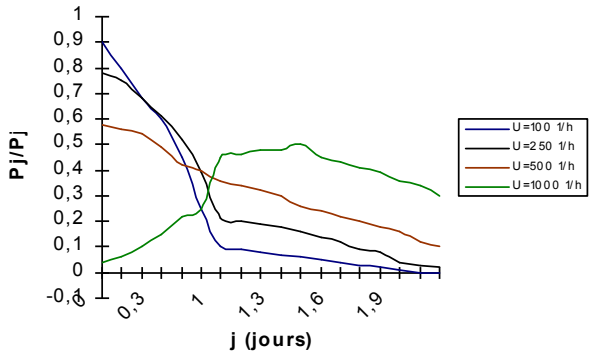


Figure 4. Representative graph of the influence values of correction for a speed equal to 15 m/s

3.1 Comment

From the results obtained through the graphs of Figures 3 and 4, we note that the results are convincing and the influence on the correction of these results depends largely on the speed of traffic and travel time to realize, in this context, we note for a time t less than 0.5 days the influence of the correction is very important generally for all densities and in particular the densities between 100 and 250 vehicles per hour, but this influence beyond this period varies in the opposite direction, that is to say, decreases for the lowest densities mentioned above and even reached null values (see Figures 3 and 4) and increases for other cases especially for the speed 15 km / h, for this reason, we always try to maintain the traffic flux in urban areas with a certain fluidity and a uniform distribution on all circulation roads, as we arrive to guarantee or ensure an adequate velocity according to our traffic plan, but generally it is a dilemma for our technicians to find an equilibrium between a relatively low speed and a moderate traffic density, which is appropriate to our traffic conditions in the different road networks generally and arches roads networks particularly and we are interesting a lot of in rush hours for the traffic organization and to offer comfort and safety to passengers. Finally, our goal of this modest study is to improve significantly our calculation models and to manage the traffic for the horizons lower than 0.5 days, as we can dare to go further than that, that is to say, to lower horizons even record time less than 15.00 minutes (less than 0.25 hours). These results are confirmed when predicting travel time of a traffic flux for two types of bridges, bridges in urban environment where a large crowded city and heavy traffic are preferred.

4. Conclusion.

we conclude in this chapter that the influence of the correction depends on the intensity and the velocity of vehicles flux, the minimum safety distance allowed between the gravity centers of neighboring vehicles depends on the speed and the traffic intensity. So we can derive theoretically and really for our road networks that the traffic flux becomes important for heavy vehicles having a speed between 5 to 10 km / h on Algerian highway bridges decks it is the case of military and exceptional surcharges as (D240, MC120) and Russians surcharges such as (Hk-80), whereas the latter becomes stable against civil surcharges as the systems (A (l), Bc, Bt), which allows to our structures generally highway bridges to work in reassuring and confidence intervals and offers a shelter of security for heavy loads, exceptional and unconventional.

In the present work, we are convinced that the distribution of traffic flux is difficult to obtain and requests variables which are not available. In contrast to these physical methods, we propose to estimate directly the causality between the traffic variables and the safety of existing structures in the various circuits of the combined movement and the main trends of the traffic evolution in the city and the device.

Finally, we tried to get some performance of this method compared with those obtained with simple methods. The rest of our work will develop tests to gather the variables effects without losing in capacity the predicted traffic flux or the safety of structures the most sensitive in different sections of circulation in general and in arcs sections of the circuit to be studied.

5. References

1. C.C.TUNY « answer of highway bridges to renewal traffic loads – souvnal of the eng.Mech », Zurich, 1979.

2. B.E.OULESKI et A.I.BACILEV « Normes et surcharges roulantes verticales. Pour les ponts routiers », construction des infrastructures routières, transport N°8, pp27-30 MOSCOU, 1969.

3. I.P.FEDEROV « travaux de recherche des ponts routiers », thèse de Ph.D MOUSCOU, 1980.

4. A.K.BIROULI, C.I.MIKHOVITCH « étude des courbes de roulements », Transport MOUSCOU, 1978.

5. IAURIF, *Le modèle de trafic de l'IAURIF*, Division Transports et Infrastructure, Paris, 1997

6. A.K.BIROULI « aide-mémoire de l'ingénierie des routes », Edition transport, MOUSCOU, 1984.

7. A.C.BARRENKOV, P.I.MALTSEV « Méthode probabiliste dans le calcul dynamique des ponts », journal de l'université de VARONEGE, pp 48-77, VARONEGE, 1971.

8.MCFADDEN, D. et K. RICHTER, « Stochastic Rationality and Revealed Stochastic Preference », *in* J. CHIPMAN, D. MCFADDEN et K. RICHTER (éds), *Preferences, Uncertainty and Rationality*, Westview Press, p. 161-186, 1991

9E.E.GUEBCHMAN « La sécurité de la circulation sur les ponts », Edition transports, MOUSCOU, 1990.

10LEURENT.F « Indicateur infra économiques des conditions de circulation sur un réseau routier », France, 1996.

2. P Vulnérabilité et réhabilitation

L'EFFET DE LA CORROSION DES ARMATURES SUR LA DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BETON ARME ET LEUR REHABILITATION

B. SETTI [1], F. SETTI [2], M. ACHIT-HENNI [1]
[1] *LABORATOIRE SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI, CHLEF, ALGERIE (setti_ba@yahoo.fr)*
[2] *LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI, CHLEF, ALGERIE (setti_fati@yahoo.fr)*

Thème N° 6 : ***Vulnérabilité, pathologie et réhabilitation des structures et des ponts endommagés.***

Résumé
La durabilité des ouvrages en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres dont le plus fréquent est la corrosion des armatures apparaissent dans le béton de ces structures. Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine. La corrosion des armatures est un paramètre fondamental de la durabilité des bétons dans les ouvrages. On estime en effet à 80% les pathologies du béton liées à cette problématique, et absorbe la plus grande partie des ressources financières destinées aux activités d'entretien et de renouvellement des ouvrages de génie civil; ceci est la preuve que ce phénomène doit être pris très au sérieux.

Mots –Clés : *Armature, Béton, Corrosion, Durabilité, Pathologies.*

1. INTRODUCTION

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. La corrosion des armatures est une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé. Cette corrosion induit une modification de l'adhérence acier-béton, une réduction de la section des barres d'acier, une réduction de la ductilité de l'acier ainsi qu'un endommagement périphérique du béton dû à la pression des produits de corrosion. Tous ces aspects peuvent conduire à la diminution de la capacité portante de la structure en béton armé. . La dégradation des constructions en béton armé est la conséquence de multiples mécanismes, par exemple cycles gel/dégel, l'alcali-réaction, les défauts d'homogénéité, l'attaque des sulfates, et enfin la corrosion des armatures, qui est la cause d'environ 80 % des dégradations des constructions [1].

La corrosion des aciers d'armature est la principale cause de dégradation des structures en béton armé. Elle dépend de deux causes majeures : la pénétration des ions chlore et la carbonatation du béton. Les ions chlores, provenant pour la plupart des sels de déglaçage, agissent comme catalyseur dans le processus de corrosion, en prenant une part active aux réactions chimiques, lorsqu'ils atteignent un niveau critique de concentration dans le béton. La carbonatation du béton est un phénomène peu présent sur nos ouvrages [2]. Dans des conditions normales, le béton offre aux armatures une double protection, à la fois physique et chimique. L'enrobage assure la protection physique en jouant un rôle de barrière vis-à-vis de l'environnement. Sa qualité (compacité, teneur en ciment, etc.) et son épaisseur (3 cm en milieu non agressif et 5 cm en milieu marin) sont des facteurs essentiels à la bonne tenue des armatures face à la corrosion. L'alcalinité élevée du béton assure la protection chimique en recouvrant, selon le phénomène de passivation, les armatures d'un film extrêmement mince (1 à 2 nanomètres)

d'oxyde-hydroxydes de fer plus ou moins hydratés. Cependant, en présence d'eau et d'oxygène, ce film est détruit par différents agents tels que les chlorures et le dioxyde de carbone. La corrosion est alors possible avec réduction des sections d'acier et formation de rouille, dont le volume, au moins deux fois supérieur à celui du fer initial, entraînera des fissurations du béton qui accéléreront le processus de corrosion en facilitant la diffusion de l'oxygène et des espèces corrosives.

Actuellement plusieurs et diverses méthodes de protection ou de réparation existent. Celles-ci agissent directement au niveau de l'acier (revêtements organiques ou métalliques des armatures, inhibiteurs de corrosion, protection cathodique) ou au niveau du béton, soit en empêchant la pénétration d'éléments agressifs (revêtements du béton de type peintures ou vernis bitumineux), soit en réhabilitant la qualité du béton (changement des parements, dé-chloruration, ré-alcalinisation) [3].

2. TYPES DE CORROSION

La corrosion est l'ensemble des processus physicochimiques qui s'établissent entre le métal et le milieu à partir de la surface du métal, et qui provoquent le retour du métal à un état minéral, proche de celui du minerai, thermodynamiquement plus stable. La corrosion est un processus spontané et irréversible. Il existe plusieurs types de corrosions :

2.1. Corrosion uniforme

C'est une perte de matière plus ou moins régulière sur toute la surface. Cette attaque est observée sur les métaux exposés aux milieux acides.

2.2. Corrosion galvanique ou corrosion bimétallique

Elle est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux qui diffèrent par leur potentiel de corrosion. Le métal ayant le potentiel de corrosion le plus négatif, subit une corrosion accélérée provoquée par l'autre métal.

2.3. Corrosion caverneuse

Elle est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure, créant ainsi une pile électrochimique. Cette attaque sélective du métal est observée dans les fissures et autres endroits peu accessibles à l'oxygène.

2.4. Corrosion par piqûres

Elle est produite par certains anions, notamment les halogénures, et plus particulièrement les chlorures, sur les métaux protégés par un film d'oxyde mince. Elle induit typiquement des cavités de quelques dizaines de micromètres de diamètre.

2.5. Corrosion sous contrainte

C'est une fissuration du métal qui résulte de l'action commune d'une contrainte mécanique et d'une réaction électrochimique. Dans la plupart des cas (corrosion galvanique, caverneuse, par piqûres, etc.), c'est la formation d'une pile de corrosion qui est à l'origine de la corrosion.

3. CORROSION DES ARMATURES DANS LE BETON

3.1. Les étapes de corrosion

C'est Les manifestations visibles de la corrosion d'un ouvrage (tâches de rouilles, fissurations, armatures apparentes corrodées, éclatements de béton) sont les conséquences de réactions chimiques endogènes qui ont commencé bien avant que les désordres ne soient apparents [3]. On distingue schématiquement et successivement deux phases dans le développement de la corrosion :

– une période d'amorçage, dite aussi période le dormante, d'incubation ou d'initiation, durant laquelle la stabilité du système constitué par l'armature métallique noyée dans la matrice cimentaire du béton décroît progressivement et durant laquelle se créent les conditions favorables au développement de la corrosion. L'amorçage de la corrosion peut être provoqué soit par la carbonatation du béton d'enrobage, soit par la pénétration d'ions chlorure ;

– une période de propagation durant laquelle on observe, en premier lieu, la formation de produits issus de la corrosion de l'armature. Les phénomènes électrochimiques de corrosion, conduisent à la formation d'oxydes et d'hydroxydes de volumes supérieurs à celui de l'acier sain (Fig. 1). Ces produits entraînent des contraintes qui peuvent provoquer une fissuration parallèle aux aciers qui diminuent l'adhérence acier/béton, ainsi que l'éclatement du béton d'enrobage (formation d'épaufrures).

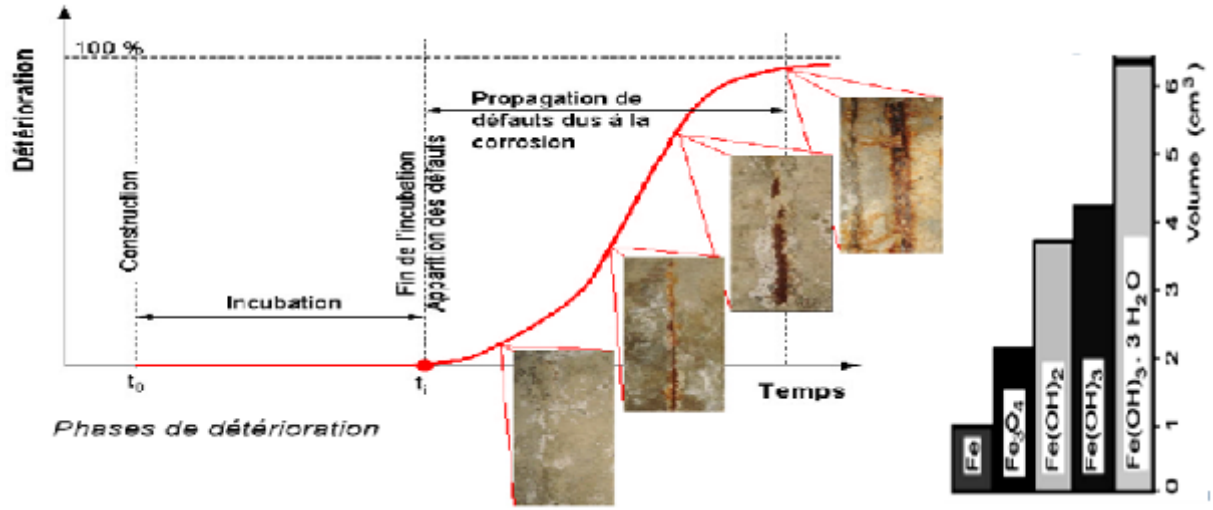


Figure 1. *Phases et produits de corrosion [4]*

3.2. Mécanismes de la corrosion

La corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO2 atmosphérique ou par la pénétration des ions chlorures du milieu environnant.
Dans le cas de la carbonatation et quand son front atteint les armatures, le métal est dépassivé par la diminution du pH aux environs de 9, diminution due à la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO2 atmosphérique.
Dans le cas des chlorures, la dépassivation est initiée lorsqu'une teneur critique en chlorures arrive au niveau des armatures. Le seuil critique est généralement admis pour un rapport de concentration Cl- / OH- compris entre 0,6 et 1 soit une teneur en chlorures de 0,4% par rapport à la masse du ciment.

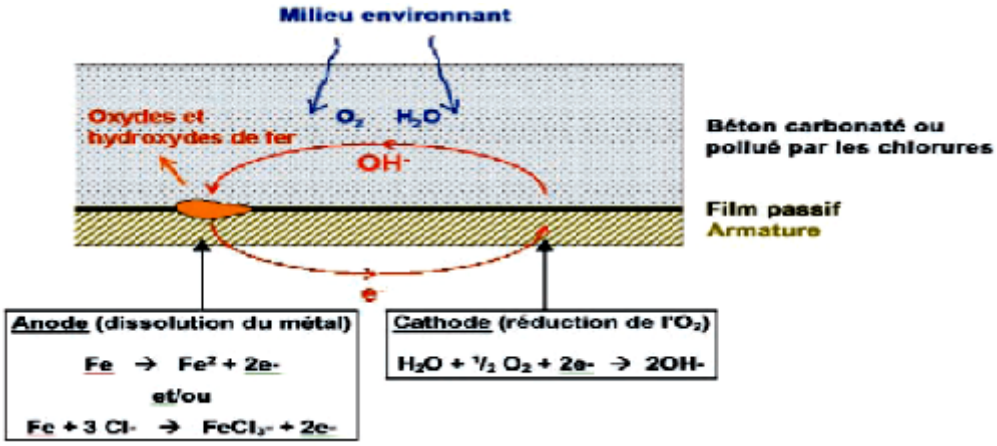


Figure 2. *Principe du mécanisme de la corrosion dans le béton armé [5]*

3.3. Causes de la corrosion des armatures dans le béton

Dans les bétons, la corrosion des armatures peut être initiée par deux facteurs distincts :

- La carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO2 atmosphérique,
- La pénétration de chlorures depuis le milieu environnant (milieu marin, utilisation de sels de déverglacage, milieux industriels particuliers).

3.3.1. *Carbonatation*

La carbonatation est engendrée par réaction entre le dioxyde de carbone de l'air et certains constituants du béton tel que le ciment. Le dioxyde de carbone gazeux pénètre par diffusion dans le réseau poreux du béton et réagit avec la portlandite Ca(OH) 2 pour former des carbonates tel que le calcite CaCO3, ce qui provoque un abaissement du pH a 9 environ. La carbonatation est un phénomène progressif qui, avec le temps, atteint des couches de plus en plus importantes. La vitesse de carbonatation est fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont la perméabilité et le taux d'humidité relative du milieu ambiant [6].

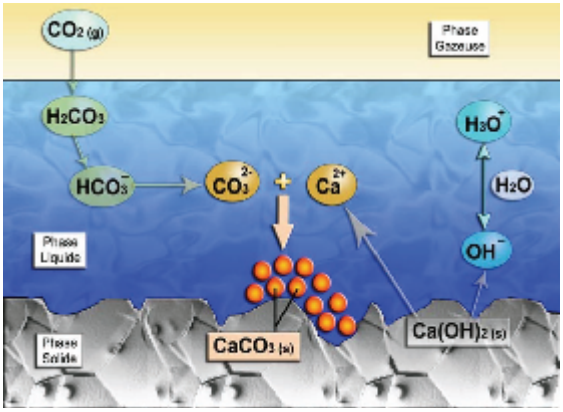


Figure 3. *Mécanisme de carbonatation*



Figure 4: *Corrosion par carbonatation sur un départ de poteau*

3.3.2. *Pénétration des ions chlorure*

Les chlorures agissent dans les mécanismes de corrosion en diminuant la résistivité de l'électrolyte et en permettant un amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle, les ions chlorures qui pénètrent dans le béton peuvent réagir chimiquement avec l'aluminate tricalcique (C3A en nomenclature des cimentiers) et former des monochloroaluminates hydratés (C3A. CaCl2. 10H2O), relativement stables dans le béton. Seuls les chlorures libres participent à la corrosion des armatures.
Les chlorures ayant atteint l'armature attaquent l'acier initialement passivé, en certains points localisés. Le film passif est alors détruit localement et laisse apparaître des zones anodiques où l'acier est dissout. Le reste de la surface qui est encore passivée correspond aux zones cathodiques. La surface des zones cathodiques étant bien plus importante que celle des zones anodiques, la dissolution de l'acier croit en profondeur plutôt qu'en surface de l'acier formant ainsi des piqûres ou des cavernes.

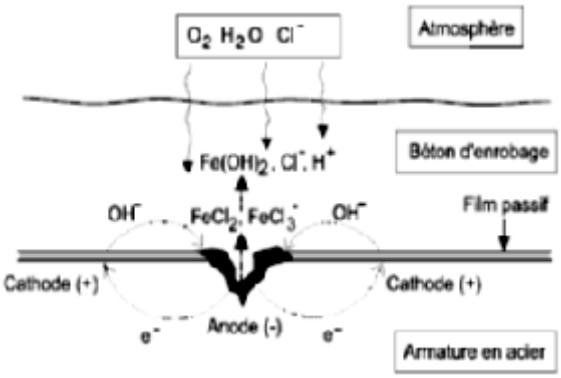


Figure 5. *Les chlorures entrainent une corrosion qui est localisée*



Figure 6. *Corrosion par piqûres liées aux chlorures*

4. FACTEURS INFLUENTS DE LA CORROSION

La corrosion de l'acier n'est donc pas dépendante d'un unique paramètre mais de plusieurs dont les interactions concourent ou non à la corrosion.

- **Influence de l'enrobage :** L'épaisseur de l'enrobage en béton détermine le temps que vont mettre les espèces agressives pour arriver à l'armature. Parfois, la durée de vie d'une structure peut être fortement améliorée en augmentant l'épaisseur de l'enrobage, barrière mécanique freinant, voire stoppant la pénétration d'espèces participant à la corrosion des armatures.

- Influence de la composition du béton : Le type et la teneur en liant, les additions minérales et le rapport E/C (Eau/ciment) déterminent la performance d'un béton. Le choix de la formulation du béton et de la nature de ses principaux constituants constitue une approche pour augmenter la résistance à la corrosion du béton.

-Influence de l'humidité : L'effet du taux d'humidité, ou degré de saturation en eau, dans le béton est important car la vitesse de corrosion dépend fortement de ce taux, celui-ci influençant directement la conductivité, la résistivité électrique et la diffusion de l'oxygène.

- Influence de la résistivité du béton : La résistivité électrique affecte de manière significative la corrosion des armatures puisqu'il existe une relation entre la corrosivité et la résistivité du béton. La résistivité du béton est fonction de la composition de la solution interstitielle, de la microstructure du béton (taille et distribution des pores), de l'humidité et de la teneur en sels ainsi que de la température.

-Effet de l'oxygène : Dissous dans la solution interstitielle, l'oxygène est primordial dans la réaction cathodique du processus de corrosion des armatures dans le béton. Plus la teneur en oxygène n'est importante, plus la vitesse de dissolution de l'acier augmente.

- Autres agents agressifs : Des sels, contenus dans l'eau pénétrant le béton, peuvent contribuer à la formation de produits de corrosion sur l'acier. Ainsi, les ions sulfate agissent qualitativement comme les ions chlorure et certains sels solubles tels les perchlorates, les acétates, les halogénures autres que les chlorures peuvent aussi être corrosifs pour les armatures.



Figure 7. *Les signes visibles de la corrosion des armatures [7]*

5. REPARATION DES STRUCTURES CORRODEES ET LES METHODE DE PROTECTION

Les méthodes préventives visent à empêcher la pénétration des éléments agressifs dans le béton : protections de surface telles que les peintures anti-carbonatation ou les traitements hydrofuges. Une fois que la corrosion a été initiée, on doit recourir à des méthodes curatives. Le plus souvent, il s'agit d'enlever tout le béton qui n'est plus protecteur ou qui est déjà endommagé, de nettoyer et traiter les armatures ainsi découvertes, et de reconstituer le profil initial au moyen de mortiers de réparation spécialement formulés pour cet usage [7, 8, 9].
Autres méthodes de protection :

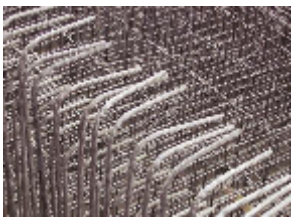
- **protection cathodique** Avec une pile (l'électrode reliée au pole négatif de la pile est protégée alors que celle reliée à la borne positive est corrodée). On se place à un potentiel ou le métal est dans son domaine d'immunité.

- **protection anodique** On met l'électrode à protéger au niveau de la borne + et on se place a un potentiel ou le métal est dans son domaine de passivation.

- **méthodes préventives** Les moyens concrets pour combattre préventivement la corrosion sont par exemple d'utiliser des assemblages soudes et non boulonnes ou rivètes, d'utiliser des joints solides et

non poreux, de contrôler les installations et de nettoyer fréquemment les surfaces, d'hydrofuger les interstices que l'on ne peut pas supprimer, en particulier graisser les joints ou les plans de joint, etc.

- **L'utilisation des armatures en acier inoxydable** L'acier inoxydable peut être utilisée soit comme un revêtement d'armatures en acier non allié, soit comme matériau constitutif de l'armature.



On pourrait utiliser l'acier inoxydable seulement aux endroits qui présentent un risque élevé de corrosion et l'acier ordinaire dans les zones à faible risque. On éliminerait ainsi la nécessité de recourir à d'autres stratégies préventives. L'acier inoxydable est plus coûteux que l'acier ordinaire mais il peut durer 3 à 4 fois plus longtemps que ce dernier.

6. CONCLUSION

Les méthodes Les différents facteurs influent sur la corrosion des armatures sont l'humidité, l'enrobage, influence de la teneur en chlorure, influence d'autres agents agressifs (tels que les sels, etc.), effet de l'oxygène. Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur le comportement mécanique des structures. En effet, lorsque la corrosion est amorcée son action est directe sur le comportement des éléments de structures ou sur la structure totale. Ainsi pour traduire la dégradation des structures corrodées, ces paramètres doivent être pris en considération. En outre, le phénomène de corrosion des armatures présentes dans le béton armé est clairement reconnu comme l'un des facteurs majeurs favorisant la perte de performance des ouvrages existants.

Bibliographie

[1] Dekoster, M., (2003), Etude du comportement mécanique des structures en béton armé dégradé par la corrosion, Thèse de doctorat, Université de LILLE.
[2] Lorentz, T., French, C., (1995), Corrosion of reinforcing steel in concrete: effects of materialism mix composition, and cracking, ACI Materials Journal.
[3] LIU, Y., WEYERS, R.E., (1996), Modeling the time to corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures, Ph.D. Dissertation, Blacksburg Virginia.
[4] Lazar, P., (2000), Evaluation du comportement en service des ouvrages en béton arme soumis à la corrosion des aciers, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec.
[5] Christophe, C., (2006), La corrosion des armatures, Laboratoire de la matière LERM, in Béton le magazine No. 5.
[6] Thiery, M., (2006), Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, Études et Recherches des LPC.
[7] Nasser, A., (2010), La corrosion de l'acier dans le béton à l'état passif et par carbonatation : prise en compte des courants galvaniques et des défauts d'interface acier-béton, Thèse de Doctorat, Université Toulouse 3-Paul sabatier.
[8] Ollivier J.P., Vichot, A., (2008), La durabilité des bétons, Paris : ATHIL, Ecole française du béton. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
[9] Raharinaivo A., Ed., (2005), Les méthodes électrochimiques appliquées au diagnostic et à la réhabilitation du béton armé concerné par la corrosion, LCPC.

MISE AU POINT DE NOUVEAUX CIMENTS DESTINÉS A L'AMÉLIORATION DE LA CAPACITÉ STRUCTURELLE DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

BENYAHIA AMAR[1], SALHI MOHAMED[1], GHRICI MOHAMED[1]
[1]UNIVERSITE DE CHLEF, BP 151 HAY ES-SALEM, CHLEF ALGERIE, benyahia_genie@yahoo.fr

Thème N° 6 : Vulnérabilité, Pathologie et Réhabilitation des Structures et des ponts endommagés

Résumé
La cinétique de dégradation des ouvrages en béton armé augmente en fonction de leur exploitation dans le temps, par diverses causes: vieillissement du matériau béton, choc, séisme. Afin d'éviter ces désordres, en particulier ceux qui sont causés par le séisme et dans l'optique de réduire les pertes humaines et économiques. Nous avons opté dans la présente étude de valoriser selon la norme EN 197-1[AFNOR Ciment, 2009] et NA 442 2000, certains matériaux locaux dans l'industrie cimentière algérienne à savoir le calcaire jaune de Chlef, avec des teneurs de 20% et 30%. Et la pouzzolane naturelle de Beni-Saf avec des teneurs de 20%, 30%, 35%, 40% et 50%. Les éprouvettes de mortier préparées à base de ces 7 liants ainsi que l'éprouvette de mortier servant de référence, sont conservées dans l'eau de ville, pendant 3, 6 et 9 mois. Les résultats de l'étude révèlent qu'il est possible de produire de nouveaux ciments composés normalisés. En effet, pour chaque type de ciment son domaine d'application. Au demeurant les bétons confectionnés à partir de ces ciments se singularisent par une légèreté accrue, une résistance élevée et un coût réduit.

Mots –Clés : *séisme, calcaire, pouzzolane naturelle, industrie cimentière*

1. 1. INTRODUCTION

Les matériaux innovants utilisés dans les ouvrages se trouvant en zones sismiques font l'objet de recherches approfondies. En effet, le secteur cimentier en coordination avec les chercheurs projette constamment à aboutir à ces matériaux, en valorisant les matériaux locaux existant en quantités abondantes en Algérie, tels que le calcaire et la pouzzolane naturelle. Certes, ces 2 additions ont fait l'œuvre de plusieurs chercheurs. En ce qui concerne l'addition calcaire dans le ciment, Chaid et al **[Chaid et al., 2010]**, ont rapporté que les fillers calcaires agissent favorablement sur les propriétés mécaniques, en plus de leurs rôles granulaires entraînant une compacité accrue d'où une augmentation de la résistance. De son coté Gonzalez **[Gonzalez, 2006]** rapporte que les ciments substitués par le calcaire engendrent de bonnes résistances à long terme. D'autres part, Paul et al **[Paul et al., 2001]** et Iqbal et al **[Iqbal et al., 2005]**, ont rapporté que les ciments contenant de la pouzzolane naturelle développent de bonnes résistances à long terme. Notre travail de recherche, consiste à étudier 7 liants à base de calcaire et de pouzzolane naturelle, suivant les normes en vigueur EN 197-1**[AFNOR Ciment, 2009] et NA 442 2000**, pour des intérêts techniques (meilleur comportement physico-mécanique) et de durabilité.

2. MATERIAUX ET PROCEDURES EXPERIMENTALES

2.1. Matériaux

Les matériaux utilisés pour la formulation des mortiers sont :

2.2. Le ciment Portland

Le ciment utilisé provient de la cimenterie de Zahana, c'est un ciment Portland résistant aux sulfates CEMI-42.5N-ES, conforme à la norme algérienne en vigueur NA 443, dont les caractéristiques physiques sont consignées dans le tableau 1. L'analyse chimique du ciment était effectuée à la cimenterie de Chlef, par l'essai de fluorescence "**FX**" voir tableau 2.

Tableau 1. *Caractéristiques physiques du ciment*

Désignation	Finesse (cm^2/g)	Masse volumique apparente (g/cm^3)	Masse volumique apparente (g/cm^3)
Ciment	3010	1.050	3.15

Tableau 2. *Analyse chimique du ciment*

Elément	SiO_2	CaO	MgO	Fe_2O_3	Al_2O_3	SO_3	KO_2	Na_2O	CaO libre	PAF
(%)	22.1	63.2	1.1	7.7	4.6	1.8	0.01	0.19	1.05	1.9

2.3. Additions

2.3.1. Le calcaire

Dans notre étude, nous avons utilisé le calcaire jaune utilisé comme ajout dans la cimenterie de Chlef (Oued-Sly). Le tableau 3, montre les caractéristiques physiques du calcaire, par ailleurs le tableau 4, montre son analyse chimique.

Tableau 3. *Caractéristiques physiques du calcaire*

Désignation	Masse volumique apparente (g/cm^3)	Masse volumique absolue (g/cm^3)
Calcaire	0.985	2.650

Tableau 4. *Analyse chimique du calcaire*

Elément	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PAF
(%)	2.4	0.9	1.2	52.2	0.7	/	/	/	41.6

2.3.2. La pouzzolane

Nous avons utilisé une pouzzolane naturelle, issue du gisement de Bouhamedi situé au sud de Beni-Saf (Algérie). Le tableau 5, montre les caractéristiques physiques de la pouzzolane naturelle, tandis que le tableau 6, montre son analyse chimique.

Tableau 5. *Caractéristiques physiques de la pouzzolane naturelle*

Désignation	Masse volumique apparente (g/cm^3)	Masse volumique absolue (g/cm^3)
Pouzzolane	1.015	2.59

Tableau 6. *Analyse chimique de la pouzzolane naturelle*

Elément	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	PAF
(%)	42.6	15.28	11	11.6	3.9	/	/	/	7.5

2.3.3. Le sable

Le sable utilisé pour toutes les formulations des mortiers étudiés, est un sable normalisé provenant de la société nouvelle du littoral (France), sa masse volumique absolue est $2.64 g/cm^3$, de nature siliceuse, dont la forme des grains est en générale isométrique et arrondie.

3. ÉTUDE DES LIANTS PRÉPARÉS

Dans notre programme, nous nous sommes basés sur le tableau des ciments courants [**AFNOR Ciment, 2009]**, afin de préparer les 7 liants qui sont basés sur la substitution du ciment CEM I par le calcaire jaune de Chlef, et par la pouzzolane naturelle de Beni-Saf. Les combinaisons sont consignées dans le tableau 7.

Tableau 7. *Différentes combinaisons des 7 liants préparés.*

Désignation	CPA (%)	PZN (%)	FC (%)
CEM-I	100	0	0
FC20	80	0	20
FC30	70	0	30
PZN20	80	20	0
PZN30	70	30	0
PZN35	65	35	0
PZN40	60	40	0
PZN50	50	50	0

4. PROCEDURES EXPERIMENTALES

4.1. Etude des liants préparés

4.1.1. Masse volumique

La masse volumique apparente des 7 liants préparés ainsi celle ciment de référence est déterminée par l'entonnoir à ciment. Cependant la masse volumique absolue de ces liants est déterminée par la méthode de voluménometre (Le Chatelier). Chaque résultat de ces 2 essais est la moyenne de 3 mesures.

4.1.2. Consistance (NFP18-452)-(NA- 228)

La consistance de chacun des 7 liants préparés ainsi que celle du ciment de référence, a été déterminée par l'appareil de Vicat.

4.1.3. Temps de prise (NFP18-362)-(NA- 230)

Nous avons utilisé un prisometre. L'essai consiste à remplir un moule tronconique de pâte, cette dernière est sujette à des enfoncements à l'aide d'une aiguille. Le temps de prise est fourni par un logiciel Controlab.

4.1.4. Expansion (NF EN 196-3)-(NA- 232)

Pour la mesure de l'expansion à chaud des liants, nous avons utilisé les pâtes restantes de chaque essai de prise. Nous avons rempli les moules Le Chatelier par les pâtes. Les moules sont stockés à l'intérieure d'une armoire humide à 20°C±1, pendant 24h. Après cette période, nous avons mesuré l'ouverture des aiguilles à l'aide d'un pied à coulisse digital. Les moules contenant les pâtes sont immédiatement trempés dans l'eau bouillante pendant 4h, nous avons, ensuite, remesuré l'ouverture des aiguilles.

4.2 Mortiers à l'état durci

4.2.1 Résistance mécaniques (NFP- 15 471 -NA 234)

Les mesures ont été effectuées sur des éprouvettes de mortiers normalisés (40×40×160) mm^3, selon la norme NF EN 196-1, avec un rapport E/C= 0.5. Une fois, les éprouvettes sont démoulées après 24h elles sont conservées dans l'eau jusqu'au moment de l'essai. Les essais mécaniques ont été réalisés aux échéances 3, 6 et 9 mois. Chaque éprouvette donne un résultat de flexion et 2 résultats de compression.



Photo 1. *Appareil de flexion*



Photo 2. *Appareil de compression*

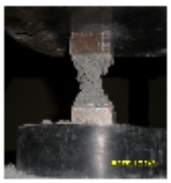


Photo 3. *Eprouvette écrasée*

5. RESULTATS ET DISCUSSIONS

5.1. Les liants

5.1..1 Masse volumique

Les résultats relatifs aux masses volumiques des liants étudiés sont rapportés dans le tableau 8, leurs représentations graphiques sont sur la figure 1.

Tableau 8. *Masses volumiques des liants étudiés*

Désignation	Masses volumiques Apparente (g/cm^3)	Masses volumiques absolues (g/cm^3)
CEM I	1.05	3.15
FC20	1.00	3.06
FC30	0.99	3.00
PZ20	1.02	3.03
PZ30	1.01	3.00
PZ35	0.99	2.87
PZ40	0.98	2.82
PZ50	0.96	2.79

D'une façon générale, l'allure du graphique (figure1) de la masse volumique apparente et absolue des liants contenant le calcaire et la pouzzolane naturelle est décroissante en fonction de l'augmentation du taux d'ajout.
La diminution de la masse volumique apparente, des liants préparés est attribuée à la porosité engendrée au cours de la substitution du ciment par ces deux additions (finesses différentes). Par contre la diminution de la masse volumique absolue de ces liants, est attribuée à la réduction de la part de clinker qui a une masse volumique absolue supérieure à celle de la pouzzolane naturelle et du calcaire.

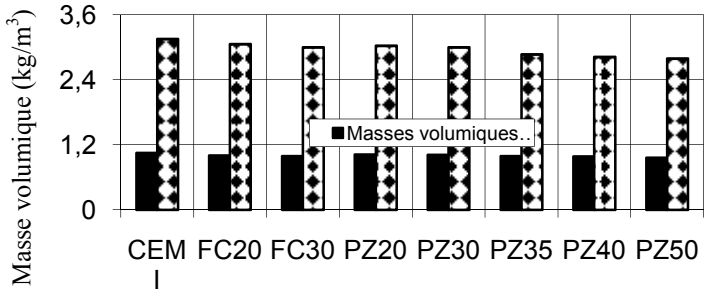


Figure 1. *Evolution de la masse volumique des liants en fonction du taux d'addition*

5.1.2. Consistance

Les résultats des consistances des liants étudiés sont consignés dans le tableau 11, leurs représentations graphiques sont sur la figure 2.

Tableau 11. *Besoin en eau des pâtes de liants étudiés*

Désignation	CEM I	FC20	FC30	PZN20	PZN30	PZN35	PZN40	PZN50
Besoin en eau (%)	28.4	27.8	27.4	30.6	32.6	33.4	34.4	36.1

La figure II, montre que le calcaire réduit le besoin en eau des liants en fonction du taux d'augmentation de l'ajout. La diminution du besoin en eau peut être attribuée à la finesse du calcaire qui joue le rôle de comblement des vides entre les grains de ciment **[El Didamony et al., 1995]**.
La même figure montre que plus on augmente le taux de pouzzolane naturelle, plus est le besoin en eau. L'augmentation de la quantité d'eau est attribuée à la finesse de la pouzzolane qui dépasse celle du ciment de contrôle, ceci augmente la surface de contact de l'eau avec les grains de ciment.

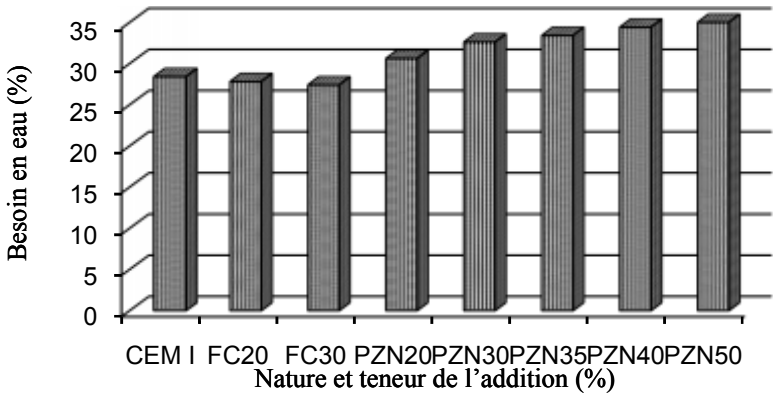


Figure 2. *Evolution du besoin en eau des liants en fonction du taux d'addition*

5.1.3. Temps de prise

Les résultats des temps de prise des liants étudiés sont consignés dans le tableau 10, leurs représentations graphiques sont sur la figure 3.

Tableau 10. *Temps de prise des liants étudiés*

Désignation		Taux de remplacement du ciment par les additions (%)							
		CEM I	FC20	FC30	PZN20	PZN30	PZN35	PZN40	PZN50
T prise	Début	2:44	2:36	2:02	2:50	2:34	2:10	1:54	1:41
	Fin	5:14	5:14	5:01	5:43	5:30	5:18	5:01	4:41

Les résultats présentés sur la figure 3, montrent une réduction du temps de prise des liants en fonction de l'augmentation de la teneur de l'ajout. Notons que les liants contenant la pouzzolane naturelle présentent le temps de prise le plus long. La diminution du temps de prise des liants contenant le calcaire est probablement due à la taille des particules de qui engendre une accélération de la réaction d'hydratation du ciment **[Peilyn et al., 2012]**. Cependant la diminution du temps de prise des liants contenant la pouzzolane naturelle est attribué à la finesse de cette dernière qui a engendrée une augmentation de la chaleur d'hydratation.

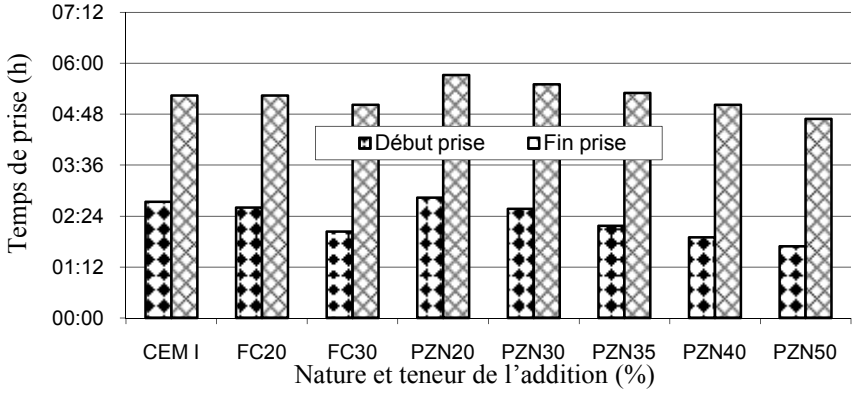


Figure 3. *Evolution du temps de prise des liants en fonction du taux d'addition*

5.1.4 Expansion

Les résultats relatifs aux expansions à chaud des liants étudiés sont consignés dans le tableau 11, leurs représentations graphiques sont sur la figure 4.

Tableau 11. *Expansion à chaud des pâtes de liants étudiés*

Désignation	CEM I	FC20	FC30	PZN20	PZN30	PZN35	PZN40	PZN50
Expansion (mm)	0.84	0.9	1.88	0.79	0.53	0.32	0.13	0.09

Les résultats présentés sur la figure 4, montrent que l'augmentation de la teneur en calcaire engendre une expansion des liants. Notons que les valeurs de l'expansion des 2 teneurs de calcaire (FC20 et FC30), restent inférieures à la valeur exigée par la norme. Par contre l'augmentation de la teneur de la pouzzolane contribue positivement à la stabilité de la pâte.

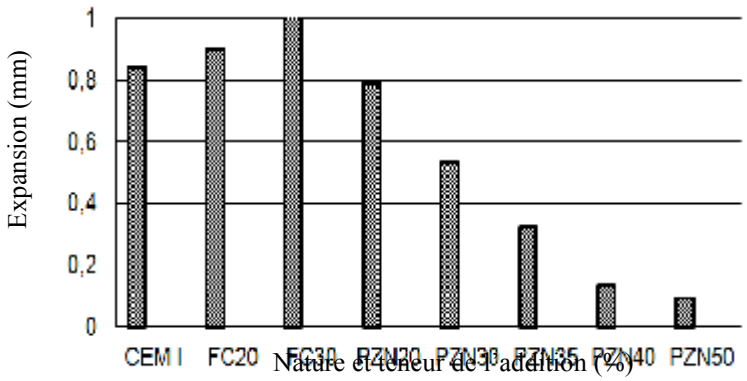


Figure 4. *Evolution de la stabilité de la pâte des liants en fonction de l'augmentation de la teneur de calcaire et de la pouzzolane naturelle*

5.2. Les mortiers durcis

5.2.1. Résistances mécaniques

Les résultats obtenus pour les résistances en compression et les résistances en flexion des mortiers à base de calcaire et de pouzzolane naturelle sont consignés dans le tableau 14. Leurs représentations graphiques, sont respectivement, sur les figures (7, 8) et (9, 10).

Tableau 14. *Résistances mécaniques des mortiers étudiés*

Désignation	Résistance en flexion R_f (MPa)			Résistance en compression R_c (MPa)		
	3 mois	6 mois	9 mois	3 mois	6 mois	9 mois
CEMI	7.37	7.85	8.20	42.00	43.75	44.37
FC20	6.04	6.27	6.56	34.84	35.00	35.31
FC30	5.85	5.94	6.21	28.43	29.40	31.00
PZN20	7.85	7.96	8.07	38.75	41.00	43.33
PZN30	7.58	7.78	8.00	37.50	38.12	39.79
PZN35	7.08	7.40	7.81	36.00	36.87	37.50
PZN40	6.30	6.91	7.61	27.50	28.12	31.46
PZN50	6.10	6.58	7.14	25.60	27.10	28.00

Les résultats de résistance en compression des mortiers en fonction de la teneur en calcaire et de la pouzzolane naturelle, aux différents âges sont rapportés sur les figures 7, 8.

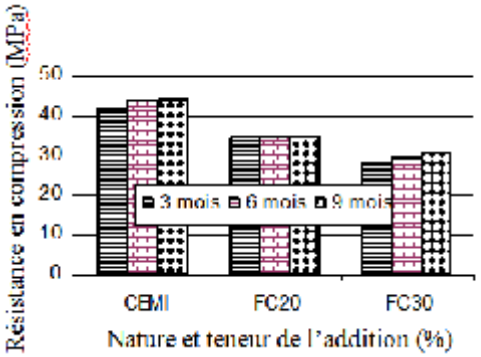


Figure 7. *Evolution des résistances en compression en fonction de l'âge et du taux de calcaire*

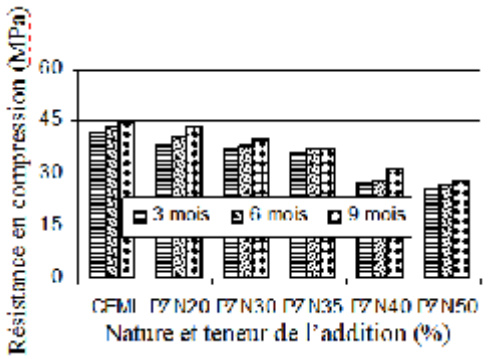


Figure 8. *Evolution des résistances en compression en fonction de l'âge et du taux de pouzzolane*

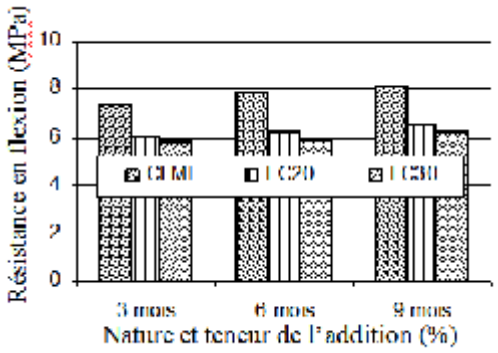


Figure 9. *Evolution des résistances en flexion en fonction de l'âge et du taux de calcaire*

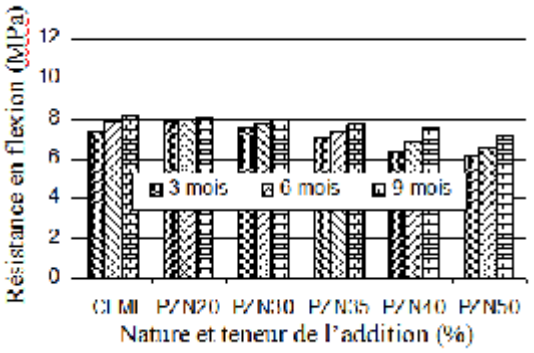


Figure 10. *Evolution des résistances en flexion en fonction de l'age et du taux de pouzzolane*

Les figures 7 et 8 montrent que la résistance en compression des mortiers contenant le calcaire et la pouzzolane naturelle augmente en fonction de l'âge pour toutes les teneurs de l'ajout. Notons que les teneurs de 20% de calcaire ainsi que 20% de pouzzolane naturelle constituent l'optimum de résistance pour toutes les échéances (3, 6 et 9 mois). L'augmentation de la résistance des mortiers contenant le calcaire est attribuée à l'ajout calcaire finement broyé qui a favorisé l'accroissement de la compacité des mortiers, un phénomène visualisé par l'augmentation de la masse volumique des mortiers **[Chaid et al., 2005]**. L'augmentation de la résistance des mortiers contenant la pouzzolane naturelle est attribuée à la pouzzolane qui consomme la portlandite Ca $(OH)_2$ lors de l'hydratation du ciment CEMI pour donner naissance à d'autres hydrates C-S-H de deuxième génération qui améliorent le remplissage des pores engendrés par la réaction pouzzolanique**[Kerbouche et al., 2009]**.

5.2.2. Résistances en flexion

Les résultats de résistance en flexion des mortiers en fonction de la teneur de calcaire et de la pouzzolane naturelle, aux différents âges sont rapportés sur les figures 9, 10.

La figure 9, montre que les résistances en flexion pour les mortiers FC20 et FC30 sont comparables à long terme. La figure 10, montre l'effet positif de la pouzzolane naturelle sur la résistance en flexion des mortiers. Notons que les résistances en flexion des mortiers contenant 20%, 30%, 35%, 40% et 50% se rejoignent avec le mortier de référence à 9 mois d'observation.

6. CONCLUSION

Les principaux points à retenir des résultats expérimentaux sur les liants et mortiers contenant le calcaire et la pouzzolane naturelle sont énumérés comme suit:

a. Aspect physique

- La masse volumique apparente et absolue des liants décroît en fonction de l'augmentation de l'addition. Ce qui conduit a des bétons légers;
- Nous ne constatons que le calcaire à un effet positif sur le besoin en eau. Cependant les liants à base de pouzzolane naturelle, consomment plus d'eau.
- Nous constatons que le temps de prise décroît significativement en fonction de l'augmentation du taux d'ajout;
- Les pâtes de liants contenant le calcaire et la pouzzolane naturelle sont stables.

b. Aspect mécanique

- Nous constatons que la résistance à la compression des mortiers contenant le calcaire diminue en fonction de l'âge de conservation. Toutefois, ces ciments assurent un seuil de résistance acceptable pour les structures en béton armé se trouvant en zones sismiques.
- L'utilisation de la pouzzolane naturelle dans un ciment Portland améliore la résistance à la compression à long terme. Ceci est expliqué par la finesse de la pouzzolane qui engendre un C-S-H de deuxième génération. En effet, l'utilisation de ces ciments est préconisée dans les régions à sismicité élevée (ex: **Chlef)**. ils sont utilisés pour les travaux de bâtiments allant du béton de propreté au plancher, en passant par les semelles, les poteaux…etc.

8. RÉFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Pailyn T, Watcharapong, Wongkeo, Sakprayut, Sinthupinio, Amon C, (2012), "*Effect of limestone powders on compressive strength and setting time of Portland – limestone cement pastes*", advanced materials research vol. 343, pp. 322-326

[2] Chaid R, Jauberthie R, Boukhaled A, (2010), "Effet de l'ajout calcaire sur la durabilité des bétons", lebanese science journal, vol. 11, No. 1

[3] AFNOR, ciment, (2009), partie 1: "*Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*", NF EN 197-1

[4] Kerbouche A, Mouli M, Laoufi L, Senhadji Y, Benosmane S, (2009), "*Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques des mortiers*", SBEIDCO-1st international conférence on sustainable built environnent infrastructures in developing countries ENSET Oran (Algeria)

[5] Gonzalez D, (2006), "Durabilité des assemblages colles du génie civil: effet du vieillissement hygrométrique aux échelles micro et macroscopique", thèse de doctorat, Clermont Ferrand II, France, p. 262

[6] Chaid R, Abadlia M, Bali A, Jauberthie R, (2005), "*Durabilité des BHP de fines calcaires soumis aux cycles eau/air*", materials and construction research division, USA

[7] Iqbal M, Khan, Abdulrahman M. Alhozaimy, (2005), "Performance of concrete utilizing the natural pozzolanic material available in the Kingdom of Saudi Arabia", King Saud university, college of engineering research center, vol.423-33, pp. 6-7

[8] El-Didamony H, Salem T, Gabr Muhammed T, (1995), "*Limestone as a retarder and filler in limestone blended cement*", ceramics, Silikaty, pp. 19-39

CONTROLE DU BETON AFFECTE PAR UN INCENDIE

Samia HACHEMI, Samia CHABI, Abdelhafid OUNIS

Université Mohamed Khider Biskra
samia_hachemi4@yahoo.fr

Résumé : *Ces quinze dernières années ont vu le nombre d'incendies dans les tunnels fortement augmenter. En particulier, certains incendies dans des tunnels routiers ont marqué les observateurs par leur violence et le nombre de victimes humaines engendrées. L'une des principales caractéristiques d'un incendie est l'extrême sévérité de la sollicitation thermique. Ce qui engendre des températures très élevées sur les parois du béton. Les inspections, après les incendies majeurs de ces dernières années, ont tous fait état de structures en béton fortement endommagées.*
Pour mettre en évidence cette dégradation, surtout pour les températures allant de 150 à 900°C, l'étude de l'effet des hautes températures sur l'évolution de la résistance mécanique du béton ainsi que la perte de masse ont été entreprise.

Mots-Clés : *Béton, Incendie, Haute température, résistance en compression, Vitesse des ondes soniques.*

1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau composite, formé du ciment, des agrégats et de l'eau. L'hétérogénéité de ce matériau est une des causes des particularités de son comportement mécanique.

La tenue au feu du béton dépend de certaines de ses caractéristiques comme la nature des composants utilisés pour sa formulation, la perméabilité, la teneur en eau et la résistance mécanique. Elle dépend aussi des caractéristiques du feu : vitesse de montée en température, température maximale atteinte, durée d'exposition à une température élevée [1].

Nous présentons, dans cet article, les résultats expérimentaux de trois types de béton, un béton ordinaire B25, un béton de haute résistance B50 et un béton de haute performance B60. Ces bétons ont été chauffés selon une série de températures maximales de 150, 250, 400, 600 et 900°C, et maintenus pendant une heure puis on a déterminé leurs résistances en compression et on a mesuré aussi le temps de propagation des ondes sonique qui traversent ces bétons.

2. COMPOSITION DU BETON

Dans cette étude trois types de béton ont été testés. Il s'agit il d'un béton ordinaire (B25), un béton de haute résistance (B50) et un béton de haute performance (B60).

Le ciment utilisé pour les trois types de béton a été CPJ CEM II/A 42,5. Ainsi trois phases granulaires on été utilisées, un gravier concassé de classe 15/20, un gravillon concassé de classe 5/15 mm et un sable de classe 0/5 mm. On a également employé un superplastifiant pour assurer une ouvrabilité satisfaisante pour le béton à haute performance (B60).

La formulation du béton ordinaire (B25) a été déterminée par la méthode de Skramtaïve. A partir de cette formulation, la composition du béton de haute résistance (B50) et du béton de haute performance (B60) a été déterminée en augmentant le dosage en ciment et en diminuant

en conséquence le dosage en eau. Le dosage en adjuvant a été ajusté de manière à obtenir un mélange plastique.

Tableau 1. Composition des bétons étudiés.

Dosage	w/c	Ciment (Kg/m^3)	Eau (Kg/m^3)	Sable (Kg/m^3)	Agrégats		Super plastifiant (Kg/m^3)
					20 mm (Kg/m^3)	10 mm (Kg/m^3)	
BO	0.60	334	200	695	735	391	-
BHR	0.50	390	195	669	729	387	-
BHP	0.30	580	175	584	712	379	3.06

Des éprouvettes cubiques (10x10x10) cm^3 ont été confectionnées. Les éprouvettes ont été protégées par un couvercle plastique et conservées à l'air libre, puis elles ont été immergées dans l'eau de température ambiante de (20±2) °C pendant 28 jours. Les éprouvettes ont été séchées à l'air libre (4 jours) après le traitement thermique.

3. LES ESSAIS

3.1.Cycles de chauffage-refroidissement

Pour étudier le comportement du béton à haute température, cinq cycles de chauffage-refroidissement ont été appliqués de 20 °C à différentes températures de palier : 150, 250, 400, 600 et 900 °C dans un four. Les éprouvettes ont été chauffées avec une vitesse de montée en température constante égale à 3°C/min jusqu'à la température d'essai. La durée du palier de stabilisation de température retenue est d'une heure. La dernière étape est une rampe de descente en température à environ 1°C/min jusqu'à la température ambiante. Le cycle d'échauffement est présenté dans la figure 1. La disposition des éprouvettes dans le four est faite de façon à avoir une répartition de chaleur bien homogène (figure 2).

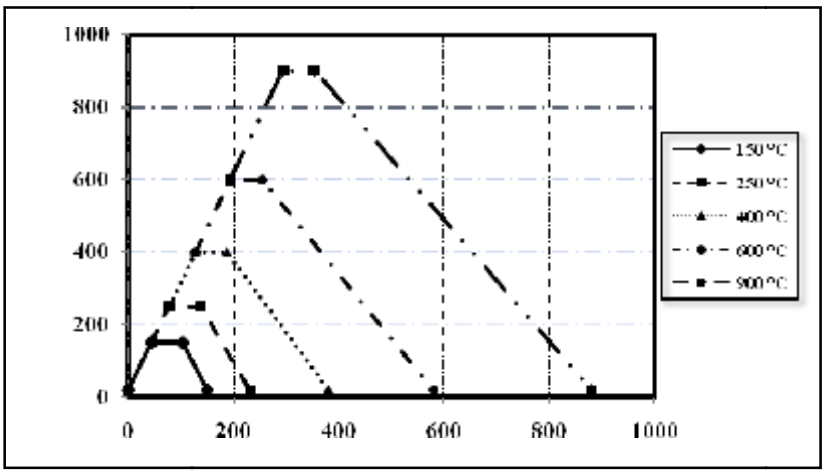


Figure 1. Caractéristiques des différents cycles de chauffage.

3.2. Résistance en compression

L'étude du comportement du béton à haute température consiste en l'observation de la variation de la résistance en compression résiduelle du béton testé avec les températures des paliers.

3.3. Vitesse du son

Le principe de cet essai non destructif qui permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales (de compression) est de mesurer le temps mis par une onde à partir une distance connue. Cette vitesse de propagation des ondes sonores présente l'énorme avantage de donner des informations sur l'intérieur d'un élément en béton [2].

3.4. Perte de masse

La perte de masse des éprouvettes chauffées de 20 à 900 °C permet d'évaluer la quantité de l'eau libre présente dans les matériaux testés et également d'observer la cinétique du processus de séchage et de déshydratation de ces bétons.

4. RESULTATS ET DISCUSSION

Des essais de compression et de mesure de la vitesse de propagation des ondes sonores ont été réalisés sur toutes les éprouvettes de béton.

4.1. Résistance de compression

La résistance en compression à 28 jours est la principale caractéristique utilisée pour caractériser l'évolution des propriétés mécaniques du béton avec la température [3].

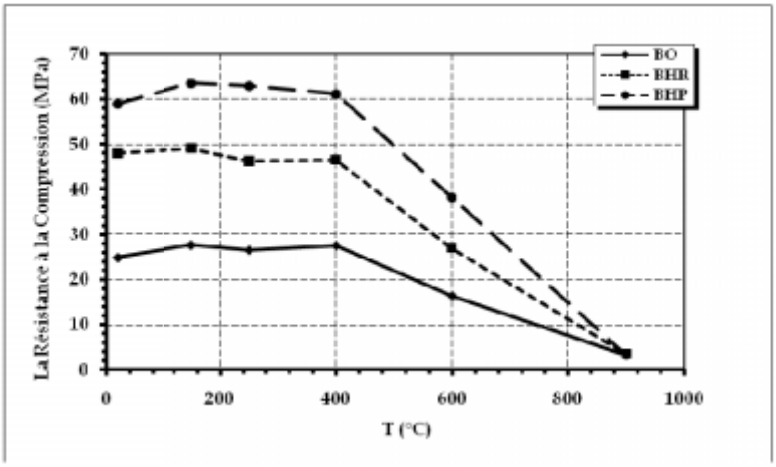


Figure 2. Evolution de la résistance en compression du béton avec la température.

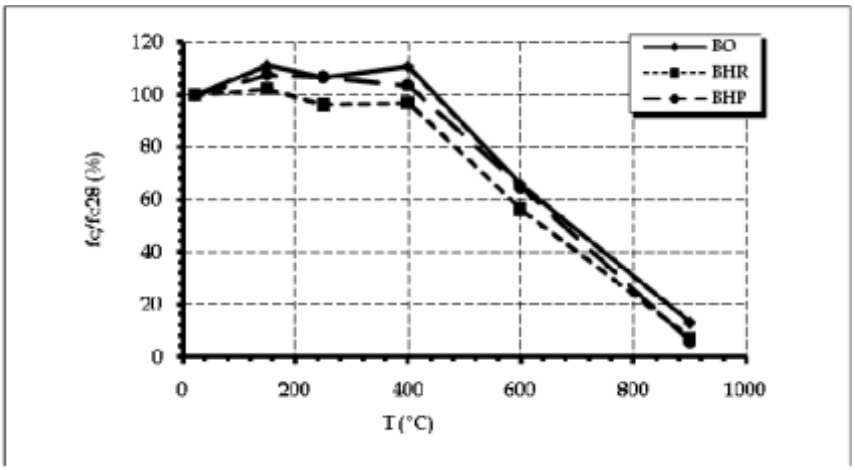


Figure 3. Evolution de la résistance en compression relative du béton avec la température.

Les figures 3 et 4 présentent les résultats de la résistance en compression résiduelle et relative (normalisée par rapport à la valeur initiale mesurée à 20 °C) des trois types de béton étudié. A partir de ces deux figures, on distingue deux zones de comportement du béton.

La première zone, qui varie de la température ambiante à 400 °C, on constate une augmentation de la résistance en compression de faible ampleur. Cette augmentation peu avoir comme origine le départ de l'eau du matériau qui ré-augmente les forces d'attraction par le rapprochement des feuillets de CSH [4].

Dans la deuxième zone, qui varie de 400 jusqu'à 900 °C, on observe une diminution significative des résistances en compression pour les trois types du béton étudié. Elles demeurent inférieures à 10 MPa lorsque le béton est chauffé à 900 °C.

4.2. La vitesse d'onde longitudinales

L'objectif de cette mesure est d'obtenir le maximum d'informations sur la qualité des bétons soumis à une élévation de température. Dans le cas d'un béton soumis au feu, l'élévation de la température provoque une modification physico-chimique au niveau de la microstructure du matériau. L'auscultation sonique est une méthode bien adaptée à ce type de recherche.

La figure 4 présente l'évolution de la vitesse de propagation des ondes longitudinale mesurée sur les différents échantillons du béton étudié après l'exposition à différentes températures d'essai.

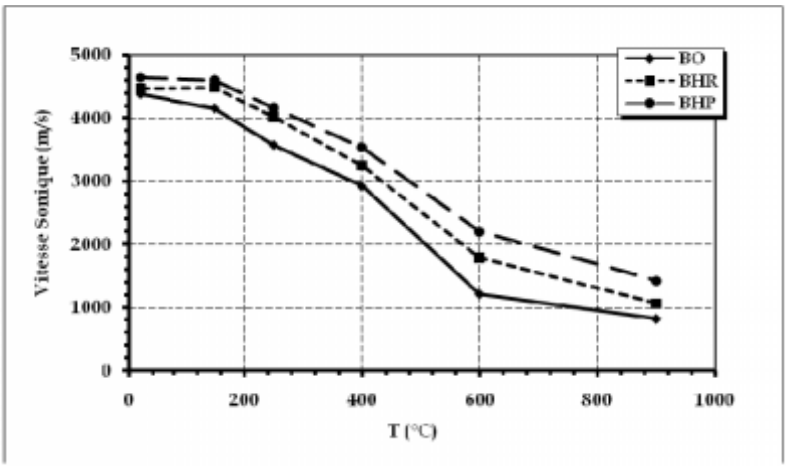


Figure 4. Evolution de la vitesse des ondes soniques avec la température.

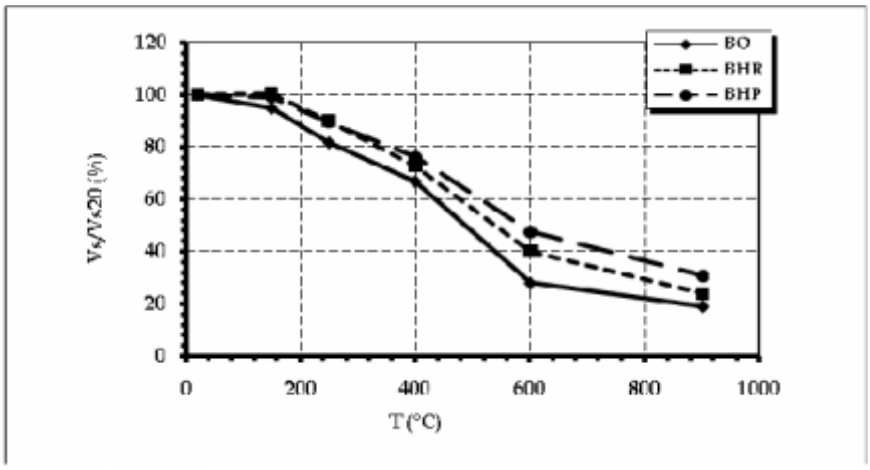


Figure 5. Evolution de la vitesse des ondes soniques relatives avec la température.

La figure montre une diminution progressive des valeurs de la vitesse de propagation des ondes avec l'augmentation de la température. On peu constate que les valeurs de la vitesse de propagation des ondes sonores est presque stable dans la gamme de température de 20 jusqu'à 150 °C, ce ci peu être expliqué par l'absence des fissures dans la matrice cimentaire.

A partir de 150 °C, les valeurs de la vitesse de propagation des ondes soniques diminuent progressivement avec l'augmentation de la température, ce la peu être expliqué par l'apparition des microfissures et puis les macrofissures dans la matrice cimentaire et l'augmentation de la porosité à cause de la déshydratation de la pâte de ciment.

4.3. Perte de masse

Les courbes de la perte de masse relative des bétons étudiés ont été rassemblées sur la figure 6. Les valeurs de perte de masse relative ont été représentées en fonction de la température.

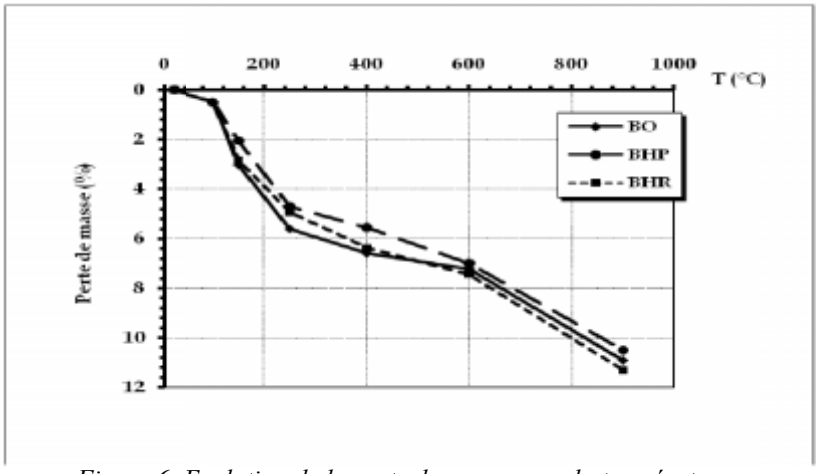
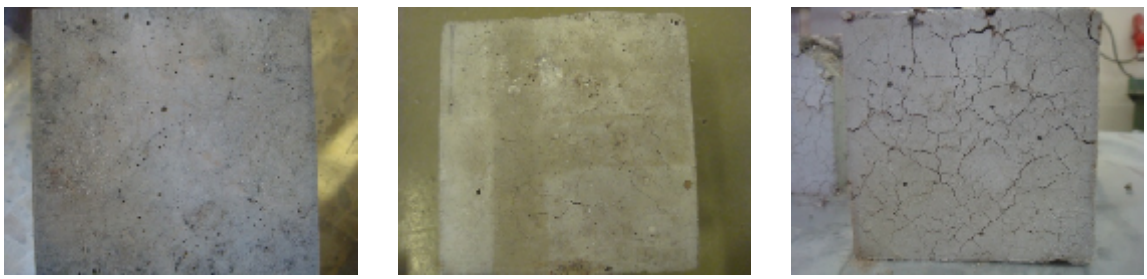


Figure 6. Evolution de la perte de masse avec la température.

On observe qu'avant 150 °C, la variation de la masse est très faible, elle est très lente pour le BHP par rapport au BO. La perte de masse dans ce domaine de température correspond à un départ d'eau libre contenue dans les pores du béton. Puis elle augmente entre 150 et 250 °C. Celle-ci correspond au départ de la totalité de l'eau libre, capillaire ou liée chimiquement. Chacun des bétons perd environ 5 % pour le BHP et 6 % pour le BO de sa masse initiale. Entre 300 et 500 °C, la variation de la masse devient faible. Puis elle augmente à partir d'une température supérieure à 600 °C.

En comparant l'évolution de la résistance à la compression avec celle de la perte de masse, nous pouvons constater que les baisses de résistance à la compression entre 200 et 300 °C interviennent avec des pertes de masse significatives dans cet intervalle de température. Entre 300 e 400 °C, on observe une légère augmentation de la résistance à la compression. Celle-ci correspond à une perte de masse modérée. Une augmentation de la perte de masse accompagnée d'une chute de résistance est très significative au-delà de 400 °C. Ceci peut être expliqué par une modification de la structure du béton due à la différence du coefficient de dilatation thermique de la pâte de ciment et des granulats, l'augmentation de la porosité, l'apparition de micro et macro fissures et la décomposition du granulat à des températures supérieure à 550 °C [4].



400°C 600°C 900°C

Figure 7. Dégradation des éprouvettes après le traitement thermique à 400, 600, 900°C.

5. CONCLUSION

La présente étude permet d'approfondir les connaissances sur le comportement du béton à des températures élevées. Elle a consisté en l'étude expérimentale des éprouvettes soumises à des cycles de chauffage-refroidissement de 3°C/min de la température ambiante jusqu'à 900 °C.

Les résultats expérimentaux de la résistance en compression ont montrées que le comportement du béton est fortement modifié par l'élévation de la température.

Deux domaines de températures peuvent être distingués. Un premier domaine allant de la température ambiante 20 à 400 °C, où on observe une augmentation partielle de la résistance à la compression. Ceci a été attribué à l'effet de l'eau présentée dans la matrice cimentaire. Son évaporation permet la récupération d'une partie de la résistance du béton. Dans le second domaine, allant de 400 à 900 °C, on observe une diminution importante de la résistance à la compression de façon quasi linéaire conduisant à la déstructuration du matériau à 900 °C. Ces résultats expérimentaux ont montrées que le béton se fissure et se dégrade à partir de 250 °C.

On constate aussi que les bétons denses à E/C faible (BHP) sont très affectés par les températures élevées que les bétons ordinaires (BO).

6. REFERENCES

[1] Robert F., Colina H., Debicki G., La durabilité des bétons, Chapitre 13 : La durabilité des bétons face aux incendies. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

[2] Adam M. Neville, Propriétés des bétons, Editions EYROLLES, 2000.

[3] Mulumba Kanema Tshimanga., Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons, Thèse de Doctorat, Université de CERGY-PONTOISE, 2007.

[4] Izabela Gaweska Hager., Comportement à haute température des bétons à haute performance-évolution des principales propriétés mécanique, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie, 2004.

[5] HAFRAD T., A. MOKHTARI, O. BOUHACINA, M. ANNABI, N. KAID, Etude de la résistance à la compression du béton durci à haute température. Colloque CMEDIMAT, 2005.

[6] Andrade C., C. Alonso, G.A. Khoury. Relating microstructure to properties, Course on Effect of Heat on Concrete, International Centre for Mechanical Sciences (CISM), Udine, Italy 2003.

[7] KANEMA M., A. NOUMOWE, J.-L. GALLIAS, R. CABRILLAC. Influence des paramètres de formulation et microstructuraux sur le comportement à haute température des bétons. XXIII^{ièmes} Rencontres Universitaires de génie Civil – Risque & Environnement, 2005.

[8] MENOU, A. Étude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi échelle de l'endommagement thermique. Thèse de doctorat, Université de PAU et des pays de L'ADOUR, 2004.

[9] V.K.R. Kodur. Tenue au feu des éléments de structure en béton haute résistance. Institut de recherche en construction IRC. Canada, 1999.

3. P Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

INFLUENCE DES AJOUTS MINERAUX SUR LA DURABILITE DES MORTIERS CONSERVES DANS DES MILIEUX AGRESSIFS

SALHI MOHAMED[1], BENYAHIA AMAR[1], GHRICI MOHAMED[1]
[1] *UNIVERSITE DE CHLEF, BP 151 HAY ES-SALAM, CHLEF ALGERIE, SALHI8@YAHOO.FR*

Thème N° 9: Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

Résumé

Ce travail de recherche consiste à étudier la durabilité des mortiers contenant des ajouts cimentaires utilisés dans la fabrication des ciments en Algérie. Une étude expérimentale a été menée dans le but d'évaluer les effets de trois types d'ajouts cimentaires (laitier, calcaire et pouzzolane naturelle) sur la durabilité des bétons dans quatre environnements de cure (Eau douce; Sulfate de magnésium "3% $MgSO_4$"; Sulfate de magnésium et chlorure de sodium "3% $MgSO_4$ + 19,6% NaCl" et Eau de mer). La durabilité des mortiers après 270 jours d'immersion dans les quatre milieux est quantifiée, d'une part, par des essais physico-mécaniques (expansion, résistances à la compression), et d'autre part par des analyses minéralogiques sur différentes pâtes de liants à l'aide de diffraction des rayons «X». Les résultats obtenus ont permis de montrer l'efficacité des ajouts cimentaire actifs (la pouzzolane naturelle et le laitier) dans l'amélioration de la durabilité des bétons vis-à-vis des agents agressifs tels que les sulfates.

Mots clés: *pouzzolane naturelle, calcaire, laitier, eau de mer, sulfates, durabilité*

1. INTRODUCTION

La durabilité du béton en milieu marin est une préoccupation importante, l'Algérie comporte plus de 1200 km de cote et le nombre d'ouvrage construit en bordure de mer représente un enjeu économique notable, il s'agit également d'un problème complexe en raison du nombre de facteurs pouvant intervenir lors d'une attaque par l'eau de mer (complexité des réactions chimiques susceptibles de se produire en relation avec la diversité des ions présents dans l'eau de mer (action simultanée des chlorures, des sulfates, des carbonates) [1], certaines réactions pouvant avoir un effet atténuateur (carbonatation, précipitation de brucite $Mg(OH)_2$) ; est souvent la cause principale des dommages constatés sur les ouvrages en milieu marin.

L'objectif principal de cette étude est d'apporter une contribution à l'évaluation des effets des ajouts cimentaires tels que le laitier de haut fourneau d'El-Hadjar, la pouzzolane naturelle et le calcaire sur la durabilité des bétons vis-à-vis des attaques chimiques.

2. MATERIAUX ET ESSAIS

Le clinker utilisé dans les ciments provient de la cimenterie de Oued Sly-Chlef (ECDE), mélangé avec du gypse pour régulariser la prise, qui varie avec la composition chimique du ciment, le CEMI a une finesse de 2700 cm²/g, le calcaire utilisée est celui employé comme matière première dans la fabrication du ciment de Chlef, il est broyé à une finesse d'environ 3380 cm2/g, la pouzzolane utilisée est une pouzzolane naturelle de provenance du gisement de Bouhamidi à Béni-Saf, a une masse volumique absolue de 2650 kg/m3, le laitier utilisé, extrait des déchets de l'usine d'El Hadjar (Annaba), est broyé à une finesse d'environ 3900 cm2/g, la composition chimique des trois liants est donnée dans le tableau 1 et les analyses par DRX du gypse, du calcaire, de la pouzzolane et du laitier sont données dans la figure 1.

Le sable utilisé dans cette étude est un sable normalisé (CEN EN, 196-1), conformément à la norme NF 196-1, cinq combinaisons ont été préparées à partir du pourcentage optimum d'ajouts un CEMI, C10 (10% calcaire), PZ20 (20% pouzzolane), L40 (40%laitier) et un CRS (ciment résistant au sulfate). Les essais de la durabilité ont été réalisés sur des mortiers normalisés de dimension 40×40×160 mm3, les effets des trois ajouts (calcaire, pouzzolane, laitier) sur la durabilité du mortier conservé dans les quatre milieux [eau douce (T), 3%MgSO4 (Mg), 3%MgSO4+19,6%NaCl (Mg+Na), eau de mer (EM)] sont caractérisée d'une part par la résistance à la

compression et l'expansion, et d'autre part par des analyse minéralogiques des cinq pâtes de liants après 6 mois d'immersion dans les quatre environnements, l'eau de mer utilisée est celui de la cote de Ténès (mer méditerranée), L'analyse chimique de l'eau de mer est donnée par le tableau 2.

Tableau I. *Compositions chimiques et minéralogiques des différents liants*

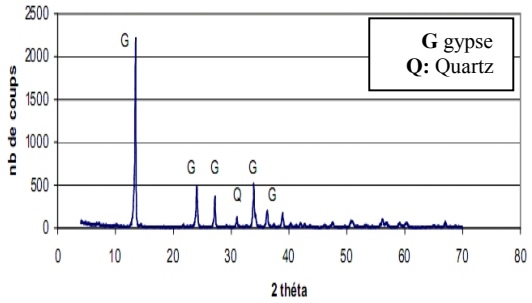
Compositions (%)	CEMI	PZ20	L40	C10	CRS
SiO_2	21,66	26,08	29,08	19,8	20,12
Al_2O_3	5,24	7,5	6,58	4,94	3,73
Fe_2O_3	3,33	4,17	2,61	3,10	5,04
CaO	65,13	54,76	56,99	64,30	61,57
MgO	0,95	1,34	1,69	0,96	2,27
SO_3	1,92	1,76	1,96	1,75	/
PAF	2,33	2,94	1,42	5,96	2,30
K_2O	0,75	0,92	0,80	0,71	/
Na_2O	0,12	0,31	0,18	0,11	/
C_3S	57,88	48,74	36,56	54,83	65,43
C_2S	16,18	13,63	10,22	15,33	8,35
C_3A	8,11	6,83	5,12	7,68	1,35
C_4AF	10,00	8,42	6,32	9,48	15,33
CaO_{libre}	0,33	0,66	0,66	0,66	0,66
LSF	95,53	64,92	63,09	101,1	96,15
HM	2,18	13,63	1,49	2,31	2, 13
IM	1,58	6,83	2,52	1,59	0,97

Tableau II. *Analyse chimique de de l'eau de mer [ADE Ain Defla]*

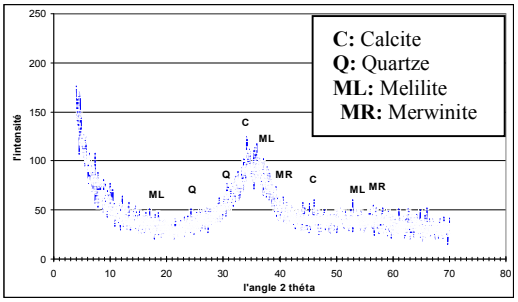
Paramètres physico-chimiques	résultats	Minéralisation globale	résultats (mg/l)
pH	8,39	Calcium	436
µs/cm	47800	Magnésiu	1317,6
Turbidit	0,746	Sodium	/
Tempér	15,6	Potassium	/
Oxygèn	/	Chl	28584,6
Chlore	/	Sulfate	4435,9
MES à	/	Bicarbona	134,2
MVS	/	Carbonate	6
TDS	23,9	/	/
Salinité %	35,1	/	/

L'effet des trois ajouts (calcaire, laitier et pouzzolane) sur la résistance à la compression a été étudié à long terme sur des éprouvettes de mortier normal de dimension 40x40x160 mm^3. Les essais de la durabilité ont été réalisés sur des mortiers normalisés. On se basant sur des résultats des essais mécaniques de la bibliographie.

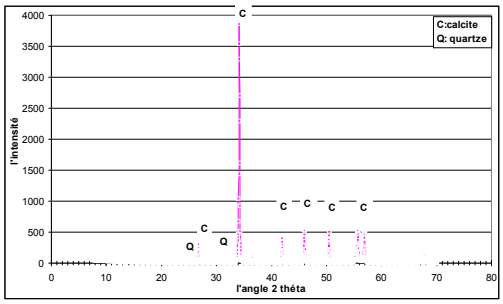
Les pourcentages optimums d'ajouts utilisés sont: 10% de calcaire 20% de pouzzolane naturelle et 40% de laitier d'El-Hadjar.



a)DRX du gypse



b)DRX du laitier



c) DRX du calcaire

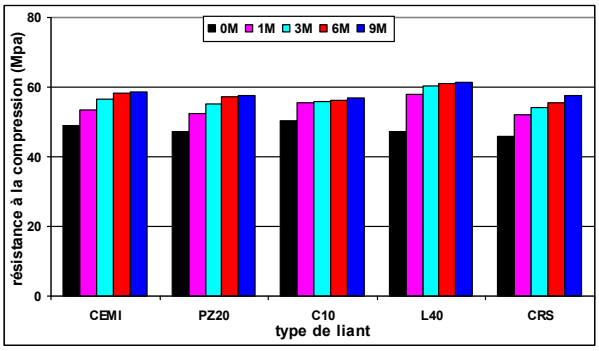
Figure I. *Analyse par diffraction* des matériaux utilisés

Après démoulage, les éprouvettes sont conservées dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours avant d'être soumises à l'immersion dans quatre environnements de conservation (eau douce, 3% $MgSO_4$, 3% $MgSO_4$ + 19,6 NaCl, eau de mer). La solution sulfatique est préparée à partir d'eau déminéralisée, à laquelle est ajouté du sulfate de magnésium $MgSO_4$ pour obtenir une concentration en ions sulfates SO_4^{2-} de 30 g/l, à laquelle est ajouté du chlorure de sodium NaCl pour obtenir une concentration en ion chlore Cl^{2-} de 196 g/l. la solution est homogénéisée, et régulée à pH compris entre 6 et 8 par ajout de 3ml de H_2SO_4. 3 N dans chaque récipient deux fois par semaine on utilisant un papier pH.
La résistance à la compression dans les quatre milieux est mesurée sur des éprouvettes de mortiers contenant cinq types de liants (ciment témoin CEMI, C10, PZ20, L40, CRS).

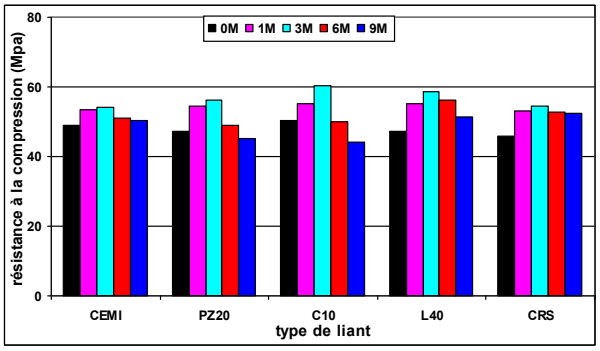
3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

3.1. Résistance mécanique

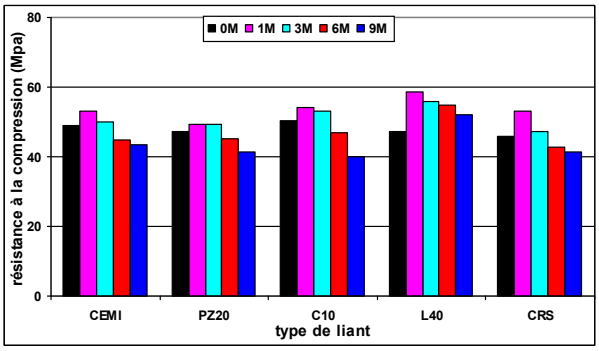
La figure 2 présentent l'évolution des résistances à la compression des cinq liants utilisés (CEMI, PZ20, C10, L40, CRS) immergés dans les quatre milieux de conservation [T (eau douce), Mg (3 % $MgSO_4$), (Mg + Na) (3 % $MgSO_4$ + 19,6 % NaCl), EM (eau de mer)]. Nous constatons que l'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge de tous les mortiers utilisés conservés dans l'eau douce augmente régulièrement avec l'âge et ne présente aucune chute jusqu'à l'âge de 270 jours.
Ainsi, nous remarquons que la résistance est maximale dans le ciment au laitier L40 à l'âge de 270 jours. A 28 jours la résistance du ciment au calcaire dépasse les autres ciments. Ce phénomène s'explique par l'activité lente de la réaction pouzzolanique, cette réaction qui se déclenche entre la silice réactive, qui se situe dans la partie vitreuse de la pouzzolane ou le laitier, et la portlandite $Ca(OH)_2$ libérée par l'hydratation du CPJ. Ceci donne à la pouzzolane ou le laitier la propriété de fixer la chaux. La réaction pouzzolanique n'est pas prédominante au jeune âge, ceci mène à une hydratation moins intense aux jeunes âges en induisant de faibles résistances. Néanmoins, l'amélioration de la résistance peut s'obtenir par un broyage avancé (finesse très élevée), une température de cure élevée ou avec l'utilisation des activateurs chimiques. Le prolongement du broyage mène à une augmentation de la résistance des mortiers contenant de la pouzzolane naturelle de 50 % à 130 % à l'âge de 3 jours ensuite de 10 % à 50 % à l'âge de 90 jours [2], la résistance des mortiers contenant du laitier dépasse celle du mortier témoin de 5 %.



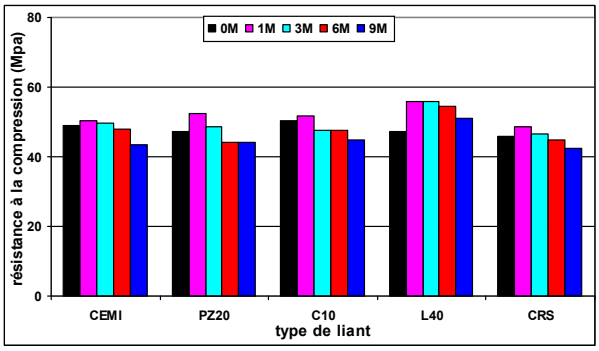
a) Témoin



b) 3% $MgSO_4$



c) 3% $MgSO_4$ + 19,6% NaCl



d) Eau de Mer

Figure *II.* *Résistance à la compression en fonction de type de ciment dans les quatre milieux:*

Cependant, le degré d'hydratation augmente, donnant par la suite des résistances comparables et parfois élevées par rapport au mortier contrôle après l'âge de 90 jours. Des chercheurs [3] ont remarqué qu'à long terme (90 jours) une réduction de la résistance à la compression d'un mortier contenant 30 % de la pouzzolane est de 11 % par rapport au mortier contrôle, cela est du à l'effet de dilution.
D'après Menendes et al. [4], la résistance à la compression d'un ciment contenant 10 % de calcaire augmente d'une manière significative avec l'âge. Elles augmentent de 9,6 à 44,5 MPa à 1 et 90 jours respectivement. Aussi, ils ont constaté que la résistance à la compression est élevée de 16 % à 31 % par rapport au mortier témoin (CEMI) à 1 et 3 jours. Ceci est attribué à l'hydratation accélérée du calcaire au jeune âge. A partir de 7 jours, le gain de résistance diminue régulièrement jusqu'à long terme à cause de l'effet de dilution.

Des études sur des pâtes contenant du laitier [4] ont montré que la substitution du ciment par du laitier a donné des résistances à la compression faibles à jeune âge (2 à 7 jours). Cependant, la résistance des ciments au laitier se rapproche de celle du CEMI à 90 jours, particulièrement pour les ciments avec 20 % et 30 % de laitier (6 % à 8 % de différence). D'autre chercheurs [5] ont trouvé, qu'à long terme (90 jours), l'incorporation de 20 % jusqu'au 30 % du laitier dans le ciment contenant 10 % de calcaire contribue à l'amélioration de résistances de 4.5 % et 2.2 % respectivement, en comparaison avec le ciment de contrôle (ciment contenant 10 % de calcaire). Nous pouvons conclure que la résistance à la compression des mortiers conservés dans l'eau douce évolue positivement et la vitesse d'évolution est importante pour le ciment L40 après (28jours + 1mois). Pour les quatre autres liants, elle est presque constante après la même période.
L'analyse des résultats illustrés sur la figure 2.b montre que la résistance à la compression de tous les mortiers conservés dans la solution sulfatique Mg (sulfate de magnésium) se développe positivement jusqu'à 90 jours d'immersion. Au delà de cet âge, nous remarquons une chute de résistance à la compression. Cette chute de résistance est estimée, à l'âge de 270 jours, à 8 % pour le ciment CEMI, à 20 % pour le ciment PZ20, à 27 % pour le ciment au calcaire C10, à 12 % pour le ciment au laitier L40 et à 4 % pour le ciment résistant au sulfate CRS. A partir de ces résultats, nous constatons que la chute de résistance est maximale dans le ciment au calcaire C10 (27 %) et minimale dans le ciment CRS (faible taux de C3A = 1,4 %). Le liant avec ajout qui présente une bonne résistance au sulfate est le ciment au laitier L40. La figure 2 montre clairement l'influence des ajouts (pouzzolane, laitier) et du taux de C3A sur la résistance à l'attaque des sulfates de magnésium.
L'analyse des résultats illustrés sur les figures 2.c et 2.d montre que la résistance à la compression de tous les mortiers conservés dans les solutions (Mg + Na) et EM se développe positivement jusqu'à 30 jours d'immersion. Pour les éprouvettes immergés dans la solution (Mg + Na), le liant L40 atteint une valeur maximale de la résistance à la compression (58,5 MPa) à 30 jours d'immersion qui est supérieure à celle du ciment CEMI (53 MPa) à la même échéance. A partir de cette échéance (30 jours), la résistance à la compression de tous les mortiers commencent à diminuer jusqu'à l'âge de 270 jours. Nous remarquons que le liant contenant du calcaire subit une grande perte de résistance par rapport aux autres liants étudiés.

Même constatation pour les éprouvettes immergées dans l'eau de mer, la résistance à la compression des éprouvettes de tous les mortiers conservés dans l'eau de mer (EM) se développe positivement jusqu'à 30 jours d'immersion. Le liant au laitier développe une résistance à la compression maximale après 30 jours d'immersion (55,9 MPa). La résistance à la compression des liants: CEMI, PZ20, C10 et CRS est de 50.2, 52.3, 51.6 et 48.7 MPa respectivement. A partir de cette échéance (30 jours), la résistance à la compression de tous les mortiers commence à diminuer jusqu'à l'âge de 270 jours.

4. EXPANSION DES PROUVETTES DE MORTIERS

Le changement de longueur des éprouvettes 4×4×16 cm^3 des cinq mortiers conservées durant 180 jours dans les différents milieux de conservation, a été effectué selon la norme ASTM C1012.

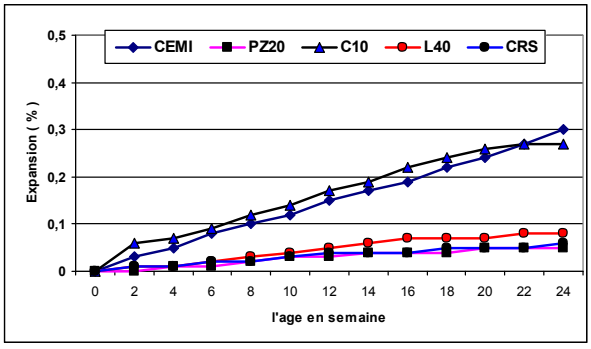


Figure III. *Evolution de l'expansion des éprouvettes de mortiers conservés dans la solution Mg*

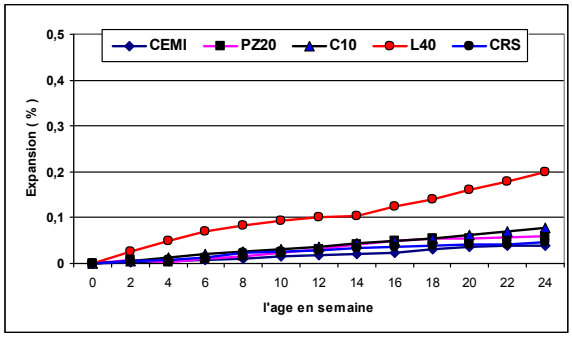


Figure *IV.* *Evolution de l'expansion des* éprouvettes *de mortiers conservées dans la solution (Mg + Na)*

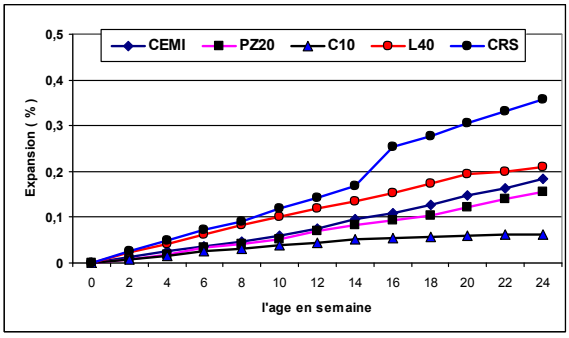


Figure *V.* *Evolution de l'expansion des éprouvettes de mortiers conservés dans l'eau de mer*

La figure 3 indique que l'expansion des éprouvettes conservées dans la sollution sulfatique (Mg) augmente régulièrement en fonction de la durée d'immersion. Ceci se traduit par l'apparition de phases minéralogiques expansives dans le matériau durci (gypse et ettringite secondaire) susceptibles de faire gonfler et fissurer la pâte de ciment. Les mortiers pouzzolaniques permets de réduire l'expansion de 70 % par rapport au mortier contrôle, tandis que l'expansion du mortier au calcaire est comparable au mortier témoin. L'efficacité du mélange minéral est plus prononcée avec l'ajout du laitier ou de la pouzzolane et pour une durée d'exposition avancée.

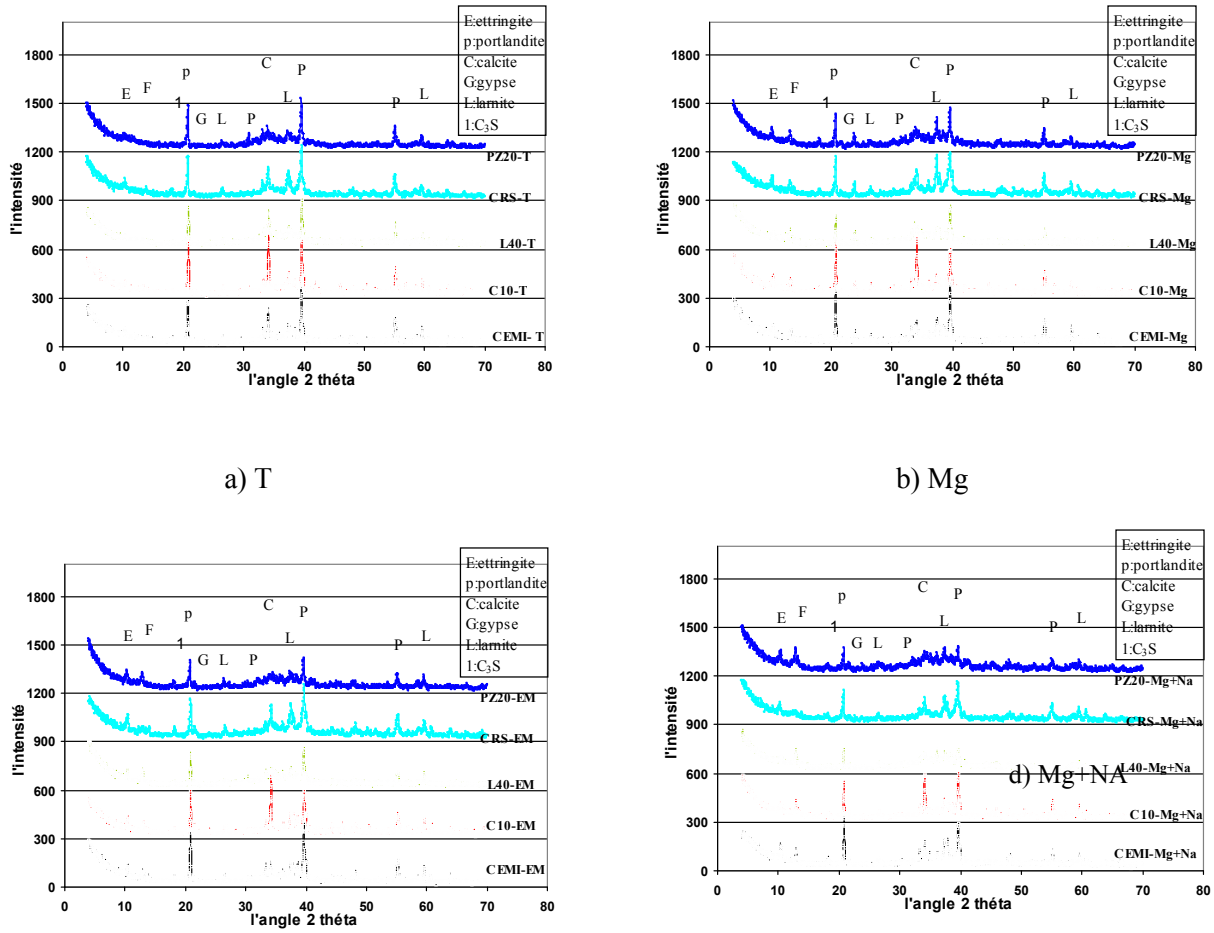
Selon la figure 4, l'expansion des éprouvettes de mortier conservées dans la solution (Mg +Na) accroissent régulièrement en fonction de la durée d'immersion. L'expansion des éprouvettes 4×4×16 cm^3 du ciment CEMI, après 180 jours d'immersion dans la solution (Mg + Na), est 0,04 %. Elle est 0,06 %, 0,08 %, 0,20 et 0,05 % pour les liants PZ20, C10, L40 et CRS respectivement.

D'après la figure 4, nous constatons que l'expansion des éprouvettes accroît régulièrement en fonction de la durée d'immersion. L'expansion des éprouvettes 4×4×16 cm^3 du ciment CEMI après 180 jours d'immersion dans l'eau de mer est 0,18 %. Elle est 0,16 %, 0,06 %, 0,21 et 0,36 pour les ciments PZ20, C10, L40, et CRS respectivement.

5. DIFFRACTOGRAMMES DES PATES DE CIMENT CONSERVE DANS LES QUATRE MILIEUX

Les figures 6.a- 6.d présentent les spectres DRX des cinq liants après 180 jours d'immersion dans les quatre milieux. Le diffractogramme des rayons X permet d'identifier les phases hydratées de la pâte et peut aussi nous renseigner si l'hydratation est complète ou non. Nous constatons que pour les cinq liant l'intensité de la portlandite est fort dans le milieu témoin (eau douce) qui explique l'absence d'attaque [6], tandis que, leur intensité dans les trois autre milieux Mg, Mg+Na et EM est faible, ceci est du probablement à la consommation de la portlandite suite à sa la réaction avec les ions sulfate SO_4^{2-} et les chlorures de sodium NaCl pour former le gypse et le chlorure de calcium $CaCl_2$ qui est un sel expansif suivant les équations suivant:

$$Ca(OH)_2 + MgSO_4 \Rightarrow CaSO_4 + Mg(OH)_2 \quad \text{(gypse + brucite)} \ldots\ldots\ldots\



a) T

b) Mg

c) EM

d) Mg+Na

Figure VI. *DRX des cinq pates après 6 mois d'immersion dans les quatre milieux a) témoin (T), b)3%$MgSO_4$, , c) eau de mer , d) 3%$MgSO_4$+19,6%NaCl*

Pour l'intensité de la portlandite des liants PZ20 et L40 dans le milieu témoin est très faible, ce qui explique la consommation de la portlandite par la réaction pouzzolanique suivant l'équation :

$$CH + S \Rightarrow C\text{-}S\text{-}H \quad \ldots\ldots (3)$$

L'intensité de l'ettringite de la pâte du liant CEMI est supérieure dans le milieu (Mg+Na) comparaison aux autres milieux, même constatation pour la pâte de liant PZ20, ce qui explique la forte perte de résistance dans le milieu (Mg+Na).

6. conclusion

Les résultats obtenus à travers cette étude nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :
L'attaque chimique des bétons s'effectué principalement sur la portlandite $Ca(OH)_2$ contenue dans la pâte de ciment. Mais l'attaque des silicates d'aluminates n'est pas négligeable. Nous constatons que:

- la substitution de 40 % de laitier dans un ciment Portland améliore la résistance à la compression à long terme;
- le laitier d'El hadjar améliore la durabilité des mortiers vis-à-vis des attaques des sulfates. Cette amélioration se traduit par une faible intensité d'ettringite;
- l'ajout des matériaux pouzzolanique permet de réduire l'effet des attaques chimiques par la réduction da la perméabilité du matériau, de la taille des pores et du pourcentage de $Ca(OH)_2$.
- la diffraction par rayon X permet de détecter les hydrates formés et leur intensité qui varie suivant le milieu de conservation.

7. Références bibliographiques:

[1] Al-Amoudi, O.S.B., (2002a), "Durability of Plain and Blended Cements in marine environments," Advances in Cement Research, 14(1), in press.

[2] Shi C. and Day R.L., (2001),"comparison of different methods for enhancing reactivity of pozzolans". Cement and concrete research, vol. 32, pp. 813-818.

[3] Targan S., Elgin A., Erdogan Y., and V. Sevinc, (2003), "Influence on natural pozzolan, colematite ore waste, bottom ash on the properties of Portland cement". Cement and Concrete Research, Vol. 33, pp.1175-1182.

[4] Menendez G., Bonavetti V., and Irassar E.F., (2003),"strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag". Cement and Concrete Composites, vol. 25, pp.61-67.

[5] Boubekeur T., (2009), "Evaluation des performances des ciments Portland au calcaire". Mémoire de magistère, Université de Hassiba Benbouali de Chlef.

[6] Thanh Son NGUYEN.,(2006), "Influence de la nature du liant et de la température sur le transport des chlorures dans les matériaux cimentaires». Thèse de doctorat, (INSA) de Toulouse.

LA METHODE COMBINEE POUR EVALUER LA RESISTANCE DE BETON DE FIBRES IN SITU

Belaribi Hassiba [1], Mellas Mekki [2]…

[1] *Département Génie Civil, Université de Mohamed Khider, Biskra, Algérie, farsou1@yahoo.fr*

[2] *Département Génie Civil, Université de Mohamed Khider, Biskra, Algérie,m.mellas@yahoo.fr*

Thème N° x : Matériaux innovant pour la construction en zone sismique

Résumé

Dans notre étude expérimentale on a introduit des fibres en polypropylène est effectuer des essais de vitesse d'impulsion ultrasonique et le marteau Schmidt en tant que des essais non destructifs (NDT) afin d'établir une corrélation entre la résistance à la compression déterminé par un essai destructif (écrasement) et de valeurs NDT. Pour tenir compte de ces facteurs décrits précédemment, à la fois les deux tests sont combinés et leurs mesures sont calibrées avec les résultats des essais mécaniques sur des éprouvettes cubiques coulées sur site et sur des carottes prélevées à partir d'une dalle en béton fibré confectionné. La méthode combinée semble plus adaptée aux conditions in situ, très pratiques, rapide et à un coût raisonnable. Une fois que les corrélations sont établies entre les valeurs de résistance en compression sur des échantillons provenant de tests mécaniques et les mesures de techniques non destructives (rebond du marteau et de la vitesse d'impulsion ultrasonique), la prédiction de la valeur de résistance du béton semble plus fiable. L'utilisation pratique de cette technique gagne en reconnaissance sur une grande échelle, elle fournit des informations précises et objectives pour la surveillance contrôle de la qualité de la construction en béton de fibres.

Mots –Clés : *Essai non destructif; indice de rebondissement; vitesse de son; Méthode combinée; Résistance à la compression*

1. INTRODUCTION

Les problèmes de qualité rencontrés dans les structures en béton apparaissent à différentes phases de la réalisation des ouvrages. C'est pour cette raison que depuis longtemps il y a une demande accrue pour des méthodes plus précises ou considérées comme précises et, en même temps, plus souples à évaluer la qualité du béton. Depuis une dizaine d'années ce sont développées des études de recherche pour mieux cerner les mécanismes d'altération du béton armé et les aptitudes des différentes techniques non destructives (NDT) pour identifier l'état du matériau (Balayssac et al, 2005) [3]. Les méthodes disponibles pour l'évaluation in situ du béton sont limitées, leur fiabilité est souvent mise en doute, et la combinaison de deux ou plusieurs des techniques est en train de devenir une réponse à tous ces problèmes [12]. De nombreux experts proposent de combiner plusieurs techniques de diagnostic, chacune fournissant une information complétant l'information fournie par la technique précédente (Dérobert et al., 2005, Naar et al., 2005, Dilek, 2006, Soshiroda et al., 2006). [9-18-10-21].

L'objectif des méthodes combinés est d'évaluer la résistance à la compression du béton in situ, la meilleure approche est généralement de développer une relation de corrélation entre l'UPV / l'indice de marteau et la résistance à la compression d'échantillon de laboratoire normalisé, dans certains cas les échantillons ne sont pas disponibles, alors un nombre de carottes doivent être prises pour établir cette relation [22]. La méthode normalisée combinée plus largement utilisée est la méthode mise au point par SonReb RILEM [20]. La première apparition de la méthode combinée est établie en Roumanie, puis développée en Australie et en Europe. L'amélioration de la fiabilité des mesures est expliquée par la prise en compte de l'effet contradictoire de facteurs de variabilité de certains propriétés de chacune des deux techniques Par exemple, une augmentation du taux d'humidité augmente la vitesse de son, mais diminue l'indice de rebondissement enregistré avec l'essai au scléromètre Bellander (1976). [4]

1.1 Essai au scléromètre ou (RH) Test EN12504-2

Cet essai est l'un des plus vieux essais non destructifs et il est encore très utilise de nos jours. Il a été développé par Ernst Schmidt en (1948) et est connu sous le nom l'essai au marteau Schmidt ou essai au scléromètre ses données sont considérée fiables in situ ou au laboratoire (Amasaki, 1991) [2].. Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse, comme présenté sur la figure (1) et expliqué dans le la norme britannique (BS1881 partie 202 [6]. 1986) C'est une méthode peu coûteuse, simple et rapide. Feldman (1977) [9].. L'essai au scléromètre est comparatif, il est utile pour évaluer le béton dans une structure ou lors de la fabrication d'élément semblables aux éléments préfabriqués. (Neville 2000) [21].

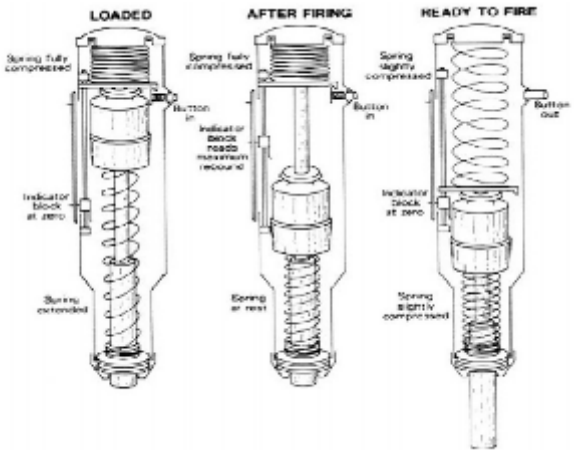


Figure 1. Le principe de base de l'essai au scléromètre BS1881 partie 202, 1986 [5].

1.2 La vitesse de propagation des ultrasons (UPV) EN12504-4

La méthode consiste à mesurer l'impulsion ultrasonique à travers le béton avec un générateur et un récepteur. Les tests peuvent être effectués sur des échantillons en laboratoire ou in situ. De nombreux facteurs affectent les résultats, la surface et la maturité du béton, la distance de déplacement de la vague, la présence de renfort, proportionnées au mélange, l'âge du béton, les conditions hygrométriques d'humidité, …etc , en outre, certains facteurs affectant sensiblement le UPV pourrait avoir peu d'influence sur la résistance de béton [8-7-14].
Le test est décrit dans la norme ASTM C597, EN12504-4: 2004, une comparaison critique de plusieurs normes de différents pays est donnée dans un article de synthèse de Komlos [14].

1.3 Essai par carottage

Il est considéré comme un essai semi-destructif, Les carottes sont prélevées à l'aide d'un carottier à diamant. On obtient ainsi une éprouvette cylindrique qui contient parfois des morceaux d'armature et dont les extrémités ne sont généralement ni planes ni d'équerre. Conformément aux normes BS 1881 : partie 120 :1983 et les normes ASTM C 42-90, la carotte devrait être placée dans l'eau, surfacée et mise à l'essai de compression à l'état humide, alors que la norme ACI 318-89 (révisée en 1992) spécifie des conditions d'humidité correspondant aux conditions en service. En France, les normes NF P 18 405 : 1970 la carotte devraient être enfermée après carottage dans un sac de polyane étanche. Selon les études japonaises S.Yamane et al (1979) [23]., les essais effectués dans des conditions sèches donnent des valeurs de résistance généralement plus élevées de 10% par rapport à celles observées sur des carottes mises à l'essai à l'état humide.

Les dimensions minimales des carottes sont fonction des essais auxquels elles sont destinées. Pour les essais mécaniques : le diamètre au moins égal à 3D (D= dimension du plus gros granulat), un élancement de 2 est souhaitable.(15)

1.4 Méthodes combinées

Il est possible de combiner deux ou plusieurs méthodes non destructives à la fois et dont les résultats, introduits dans un traitement unique garantissent au résultat final obtenu une précision supérieure. A titre d'exemple Mamillan et Bouineau (1980) (17) on déduit de leur recherche sur ce sujet une méthode combinée qui permet une appréciation de la résistance de béton in situ en relation avec l'indice scléromètrique et la vitesse de son. Indépendamment du type d'essai non destructif utilisé, les données proportionnées et fiables de corrélation avec des données standard de la résistance à la compression en 28 jours sont habituellement nécessaires pour évaluer l'exactitude de la méthode non destructive. En outre, la corrélation avec des résistances à la compression en place employant des carottes de un ou deux endroits peut fournir des conseils en interprétant des résultats d'essai non destructifs; ceux-ci peuvent alors être employés pour examiner de plus grandes parties de la structure. Le soin devrait être pris pour considérer l'influence des tailles et des endroits variables des éléments structuraux
Cette solution est particulièrement avantageuse lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires. Plusieurs chercheurs établissent des relations pour évaluer la résistance de béton par la méthode combinée, leurs résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau 1. Equations existants pour estimer la résistance à la compression de béton [16].

Single-variable équations		
fc = 21.575 × L – 72.276	fc[MPa], L[cm]	NDT Windsor Sys. Inc.(1994)
fc = 1.2 × 10–5 × V1.7447	fc[MPa], V[km/s]	Kheder 1 (1998)
fc = 0.4030 × R1.2083	fc[MPa]	Kheder 2 (1998)
fc = 36.72 × V – 129.077	fc[MPa], V[km/s]	Quasrawi 1 (2000)
fc = 1.353 × R – 17.393	fc[MPa]	Quasrawi 1 (2000)
fc = –5333 + 5385 × L	fc[MPa], L[in]	Malhotra et al. 2
Multi-variable équations		
f c = –25.568 + 0.000635 × R3+ 8.397V	fc[MPa], V[km/s]	Bellander (1979)
fc = –24.668 + 1.427×R + 0.0294V4	fc[MPa], V[km/s]	Meynink et al. (1979
fc = 0745 × R + 0.951 × V – 0.544	fc[MPa], V[m/s]	Tanigawa et al.
fc = [R/(18.6 + 0.019 × R + 0.515 ×V)]	fc[kg/cm2], V[km/s]	Postacioglu (1985)
$f_c = 0745 \times \mathrm{R} + 0.951 \times \mathrm{V} - 0.544$	fc[kg/cm2], V[km/s]	Arioglu et al. (1991)
$f_c = 18.6 \times e^{0.019 \times R + 0.515V}$	fc[kg/cm2], V[km/s]	Arioglu et al. (1994)
$f_c = 10^{3.119} \sqrt{\log R^3 V^4}$	fc[kg/cm2], V[km/s]	Raymar et al. (1996)
$f_c = 39.570 + 1.532\mathrm{R} + 5.0614\mathrm{V}$	fc[kg/cm2], V[km/s]	Arioglu et al. (1996)
$f_c = 0.00153(\mathrm{R}^3 \ \mathrm{xV}^4)^{0.016}$	fc[kg/cm2], V[km/s]	Kheder 3 (1998)

2. DETAILS EXPERIMENTAUX

2.1 Matériaux

Le choix des matériaux s'est porté sur leur disponibilité dans la région de Biskra.

Les matériaux utilisés sont :
Granulats : Le sable d'oued de la région de Biskra
Deux graviers concassés (3/7 et 7/15) de la carrière de Biskra
Ciment : le ciment utilisé est de type ciment Portland composé CPJ-CEM classe 42,5 provenant de la cimenterie de Ain-Touta, masse volumique absolue = 3.150 g/cm^3
Adjuvant:: Dans notre étude nous avons utiliser l'adjuvant MEDFLUID (SF) Provenant de l'entreprise Granitex, c'est un fluidifiant. Grâce à ses propriétés le MEDFLUID (SF) permet d'augmenter les résistances mécaniques du béton, augmenter la fluidité et donc de faciliter la mise en œuvre et d'éviter la formation de nids d'abeilles
Les fibres : Les fibres utilisées dans notre étude sont des fibres polypropylène, les principales caractéristiques fournis par le fabriquant sont: Longueur des fibres : 12 mm et masse volumique : 0.9 Kg/m^3
Eau de gâchage : Pour la confection nos mélanges, nous avons utilisé l'eau de robinet.

2.2. Composition des mélanges

Des cubes de 100 mm de cotés sont moulés avec la méthode de Scramtaiv avec des rapports eau/ciment de 0.45, 0.55, 0.65. Ce choix a été fait de telle sorte que les seule variables sont : le rapport eau/ ciment(E/C) et le dosage des fibres (pour 1m^3 de béton), et condition de conservation ou des éprouvettes conservées l'eau jusqu'au jour des essais.

3. PROCEDURES EXPERIMENTALES ET DISCUSSIONS

Les résultats des essais expérimentaux effectués concernent :
* la détermination de la résistance en compression par l'essai destructif,
* la détermination des vitesses de propagation d'ondes ultrasoniques par l'ultrason.
* la détermination des indices scléro métriques.

3.1 Présentation des résultats expérimentaux

La figure 2 présente la résistance mécanique à la compression pour différents pourcentage de fibres (ou 0% signifie béton sans fibres ou béton ordinaire, les pourcentages volumiques des fibres polypropylène sont : 0,5% ,1% et 1,5% de volume de béton)

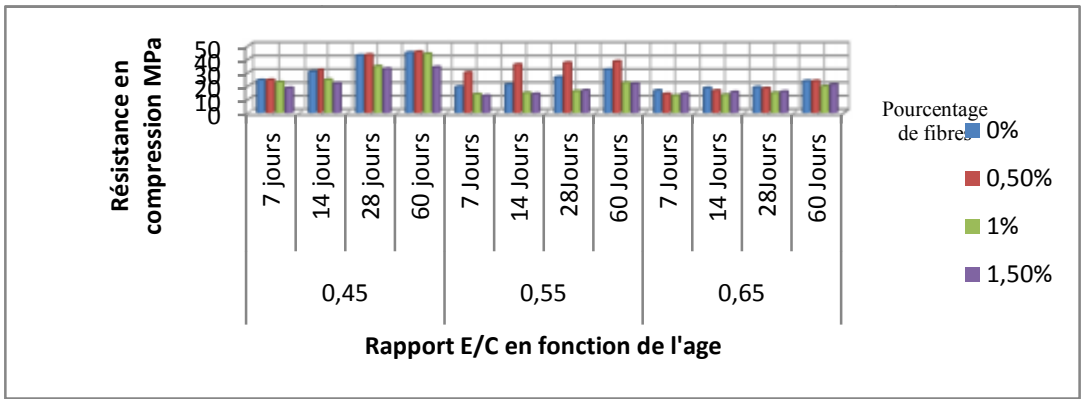


Figure 2. Montre la variation de la résistance à la compression pour différents rapports eau/ciment en fonction des pourcentages des fibres et l'âge de l'essai

Les valeurs des vitesses de son en variant le rapport E/C pour différents pourcentage de fibres polypropylènes sont présentés sur la figure 3:

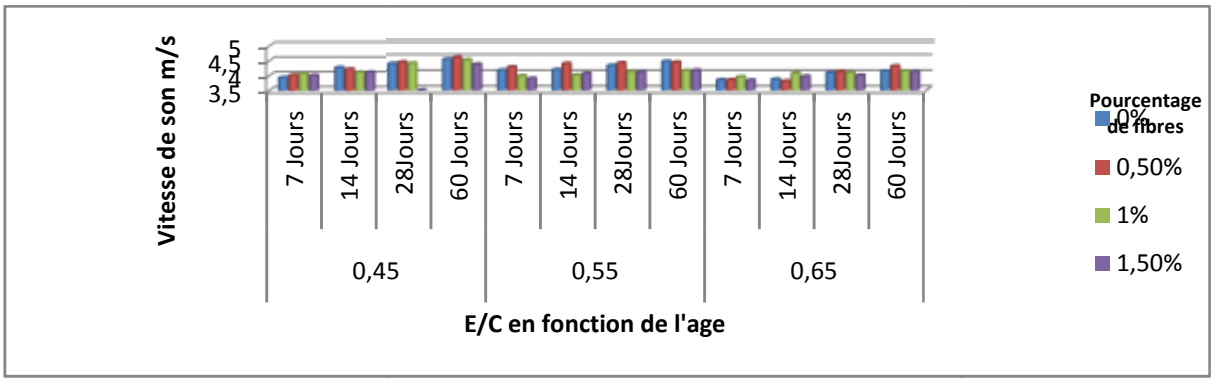


Figure 3. Montre la variation de vitesse de son pour différents rapports eau/ciment en fonction des pourcentages des fibres et l'âge de l'essai

Finalement les valeurs de l'indice sclérométrique en variant le rapport E/C pour différents pourcentage de fibres polypropylènes :

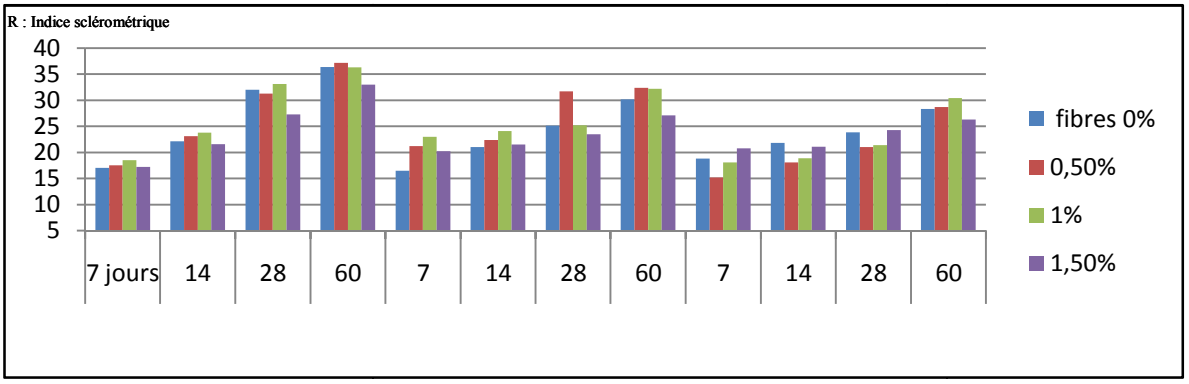


Figure 4. Les valeurs de l'indice sclérométrique pour différent en variant le rapport E/C pour différents pourcentage de fibres polypropylènes et l'âge de test

3.2 L'expression combinée de la vitesse de son et l'indice scléromètrique

Pour obtenir une expression qui combine la vitesse de son et l'indice scléromètrique et la résistance à la compression deux courbes sont tracés.
Où :
Y: Représente la résistance à la compression
X: Représente la vitesse de son
Z: Représente l'indice scléromètrique

3.2.1 La relation entre la résistance et l'indice scléromètrique

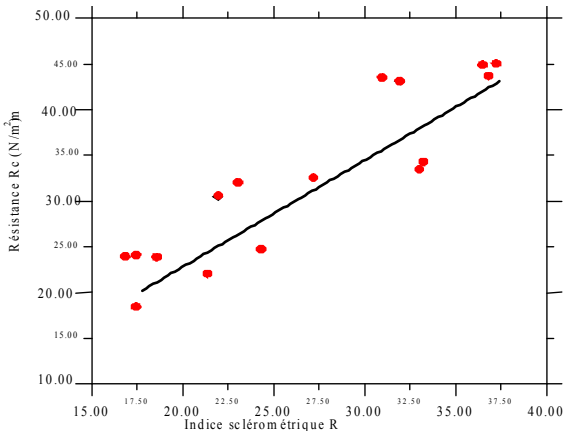


Figure 5. corrélation entre Résistance à la compression en fonction de la vitesse du son V, pour différents pourcentages des fibres.

La relation générale entre la résistance et la relation générale entre la résistance et l'indice scléromètrique est de la forme :

$$f_{cy} = A_0 + A_1 R^n \qquad (1)$$

Puisque le rapport n=1, la relation peut être considérée linéaire

$$f_{cy} = A_0 + A_1 R \qquad (2)$$

L'équation obtenue de notre étude est la suivante :

Y = 1,14261 * Z + 2,07047 r= 0,917

3.2.2 La relation entre la résistance et la vitesse de son :

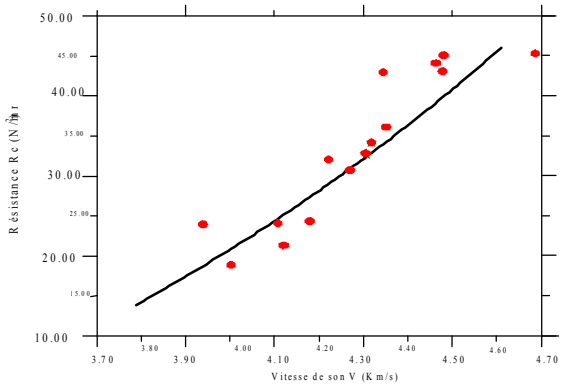


Figure 6. Corrélation entre la résistance à la compression en fonction l'indice scléromètrique R, pour différents pourcentages des fibres.

La relation générale entre la résistance et la vitesse de son est de la forme :

$$f_{cy} = A_2 V^B \quad (3)$$

Ou $f_{cy} = a\, e^{bV}$ …..(4)

f_{cy} = résistance à la compression de cylindre
R = l'indice scléromètrique
V = vitesse du son
$A_0, A_1, A_2, B, a, b = constant$
L'expression combinée de la vitesse de son et l'indice scléromètrique
L'équation obtenue est la suivante :

Tableau 2. L'équation générale obtenue

L'équation	corrélation
$R_c = 0{,}026759 \ e^{1{,}48966 \times V} + 0{,}57130 * R + 1{,}03523$	r=0.931

Ou : Rc : La résistance à la compression
V : Vitesse de son
R : Indice sclérométrique

3.3.3 Application et discussions des résultats in situ et résultats avec l'expression

L'application de la formule obtenus de la méthode combinée sur des carottes prélevés d'une dalle en béton de fibres fabriquée en chantier et qui contient 0.5% de fibres polypropylène et E/C=0.45
Deux carottes ont été enlevées de la dalle à 28 jours avec une carotteuse et on applique les tests (vitesse du son, le scléromètre, et la résistance mécanique à la compression déterminer par la presse)
Le programme expérimental réalisé avait pour but d'évaluer la résistance de béton de fibres in situ par une formule pratique obtenue par la méthode combinée vitesse de son et l'indice scléromètrique.

Tableau3. Comparaison et application de la formule obtenue

	Désignation des carottes	
	C10.5	C20.5
L'indice scléromètrique	40	38
La vitesse de son (km/s)	4,390	4,290
La résistance à la compression par écrasement des carottes	42,00	41,40
La résistance de l'expression (N/mm2)	42,40	38,69

4 CONCLUSIONS

L'analyse de ce travail montre que les paramètres qui influencent d'une manière significative la résistance du béton de fibres peuvent influencer, de la même manière les résultats d'essai non destructifs.
Dans notre étude la méthode combinée a une certaine exactitude de l'évaluation de résistance à la compression Ceci est montré par la comparaison entre les résultats de l'expressions obtenu et les résultats des essais destructif.

On remarque que l'introduction d'un fort pourcentage des fibres inclut une diminution de la résistance à la compression.

En général, la méthode combinée semble plus appropriées aux conditions des mesures in situ rapide et d'un coût raisonnable. Une fois que les corrélations sont établies entre la résistance à la compression les valeurs d'échantillons provenant d'essais mécaniques et mesures à partir de techniques non destructives (le scléromètre et la vitesse impulsion ultrasonique), la prédiction de la valeur de la résistance du béton semble plus fiable.

5. REFERENCES

[1]ASTM C 150-84 BS12(1989) Method of testing cement, chemical testing.
[2] Amasaki S (1991): Estimation of strength of concrete in structures by rebound hammer, CAJ Proceeding of cement and concrete, N° 45, pp 345-51.
[3] Balayssac J.P. J.-P., Evaluation de la dégradation du béton d'enrobage et aide au diagnostic et à la réparation des ouvrages, Projet RGC&U, Final report, 2/2005.
[4] Bellander U (1976): Concrete strength in finished structures, part1: destructive testing methods. Swedish cement & concrete association, Stockholm, 1976, report 13/76.
[5] BS 1881-202:1986. Testing concrete-Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer.
[6] BS 1881 - Part 203:1986 Testing concrete- Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete.
[7] D. Breysse, "Quality of NDT Measurements and Accuracy of Physical Properties," Concrete NDTCE'09, Nantes, 30 June-3 July, 2009.
[8] D. Breysse, "Combining Information, Reliability and Maintenance," Diagnosis of NEC Works, 2008
[9] Dérobert X., Garnier V., François D., Lataste J.F., Laurens S., Complémentarité des méthodes d'END, in Guide méthodologique de l'évaluation non destructive des ouvrages en béton armé, ed. Breysse D., Abraham O., op. cit. 2005.
[10]Dilek U., Dynamic elastic Young's modulus of concrete disks in validation of stress wave based non-destructive testing technique results, 85th TRB Annual meeting., 22-26/01/2006.
[11] Feldman R.F (1977) : Essais non destructifs du béton. Institut de la recherche en construction. Canada, October 1977.
[12] Hindo and Bergstrom, "Statistical Evaluation of the in Place Strength of Concrete," Concrete International, Vol. 7, No. 2, 1985, pp. 44-48.
[13] J. H. Bungey and S. G. Millard, "Testing of Concrete in Structures," 3rd Edition, Blackie Academic & Professional, London, 1996.
[14] K. Komlos, S. Popovics, T. Nurnbergerova, B. Babal and J. S. Popovics, "Ultrasonic Pulse Velocity Test of Concrete Properties as Specified in Various Standard," Cement and Concrete Composites, Vol. 18, No. 5, 1996, pp. 357-364.
[15] L. Divet, "Techniques for Diagnosing the Condition of Concrete," LCPC Presentation, Nantes, 2005.
[16] M. Erdal, "Prediction of the Compressive Strength of Vacuum Processed Concretes Using Artificial Neural Net- work and Regression Techniques," Scientific Research and Essay, Vol. 4, No. 10, 2009, pp. 1057-1065.
[17] Mellas. M (2003) : L'utilisation Du Microscope Electronique A Balayage Et Les Difractions Par Rayons X Dans L'étude Des Ciments Et Bétons, Thèse de doctorat en génie civil. 2003
[18] Naar S., Sirieix C., Breysse D., Dérobert X., Assessment of water saturation rate in a reinforced concrete structures: non-destructive testing of Tarbes' precast duct, ICCRC conf., Moscow, 5-9/09/2005.
[19] Neville A. M. (2000) : Propriétés des bétons. Eyrolles, Paris, 2000.
[20]Rilem Report TC43-CND, "Draft Recommendation for in Situ Concrete Strength Determination by Combined Non- Destructive Methods," 1983.
[21] Soshiroda T., Voraputhaporn K., Nozaki Y., Early-stage inspection of concrete quality in structures by combined nondestructive method, Mat. Str. 39:149-160, 2006.
[22] V. M. Malhotra and N. J. Carino, "CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete," CRC Press, Boca Raton, 1991.

[23] Yamane, S. et Al. (1979): Concrete in finished structures, Takenaka Tech. Res. Rept. N°.22, pp.67-73 (Tokyo, Oct.1979).

Evaluation de la réactivité d'un laitier activé mécaniquement en utilisant l'analyse thermogravimétrique

Yasmina Kellouche[1], Abdelkader Bougara[2]
1 U H B CHLEF, yasmina.kellouche@yahoo.fr
2 U H B CHLEF

Thème N° 9

Résumé

Ce travail s'intéresse à l'analyse des résultats des essais thermogravimétriques dans le but d'évaluer la réactivité du laitier d'El-Hadjar. L'analyse thermogravimétrique est une technique expérimentale d'étude macroscopique de la matière. Elle a pour objectif la caractérisation des matériaux par mesure directe de la perte de masse en fonction de la température et (ou) du temps. Les essais de cette analyse sont effectués sur des pâtes de ciment renfermant 50% de laitier et ayant différentes surfaces spécifiques variant de 250, 310, 450 à 500 m²/kg, avec un rapport E/C de 0.40 hydratées pendant 1, 7 et 28 jours sous une cure de température de 40°C. Le but de ce travail est l'étude de la réactivité du ciment au laitier en utilisant les essais thermogravimétriques. L'eau liée chimiquement aux hydrates et la portlandite sont quantifiées dans des plages de température bien spécifiées. Les résultats trouvés indiquent que les quantités d'eau non évaporable augmentent avec l'augmentation de la surface spécifique du laitier essentiellement à long terme. Et peuvent être un indicateur de développement de la résistance à la compression. L'activation mécanique du laitier d'El-Hadjar favorise sa pouzzolanicité.

Mots-clés *: thermogravimétrie, finesse, eau non évaporable, portlandite, résistance à la compression, laitier.*

1. INTRODUCTION

Lors de leur exposition à des températures élevées, les matériaux subissent tous des modifications plus ou moins importantes au niveau physique, chimique et structural. De nombreux paramètres sont également variables en fonction de la température. Il est important de connaître ces évolutions si l'on veut maîtriser le comportement des matériaux à haute température. L'analyse thermogravimétrique (ATG) est une technique expérimentale d'étude macroscopique de la matière. Cette technique permet l'étude d'espèces ou de systèmes réactionnels dont la transformation au cours du cycle de température s'effectue avec variation de masse. Elle a pour objectif la caractérisation des matériaux par mesure directe de leur masse en fonction de la température et (ou) du temps. Elle permet aussi de quantifier dans un matériau cimentaire l'eau liée chimiquement (eau non évaporable), la portlandite ($Ca(OH)_2$) et les carbonates de calcium issus de la carbonatation ou contenus initialement dans des granulats. Cette technique détermine la température et le changement de poids des réactions de décomposition, qui permet les analyses de composition quantitatives. Ivindra Pane et Will [1] ont étudié l'hydratation des pâtes de ciment Portland renfermant trois types d'ajouts minéraux (cendres volantes, laitier granulé et la fumée de silice) en utilisant l'analyse thermogravimétrique et la calorimétrie isotherme. Ils ont observé que l'eau liée chimiquement obtenue est proportionnelle à la chaleur d'hydratation et peut être utilisée comme une mesure d'hydratation. La perte de masse due à la décomposition des $Ca(OH)_2$ des produits d'hydratation peut être utilisée pour quantifier la réaction pouzzolanique. Les résultats du degré d'hydratation quantifiés en utilisant l'eau liée chimiquement indiquent que l'hydratation globale est retardée en présence des pouzzolanes particulièrement pour les pâtes renfermant le laitier. Escalante J.I. et al. [2] ont utilisé la même technique sur des pâtes de ciment refermant le laitier, où ils ont estimé la quantité des $Ca(OH)_2$ par l'analyse thermogravimétrique à la phase 450-550°C. Ils ont observé que cette quantité diminue significativement avec l'augmentation du pourcentage de laitier de substitution. Ils ont expliqué cette observation par le fait que le ciment hydraté produit la portlandite el le laitier la consomme pour former des produits d'hydratations additionnels.

Comme a rapporté Léa [3], la résistance d'un béton renfermant 30% de laitier diminue de 22% lorsque la finesse baisse de 3900 à 3100 cm^2/g, mais elle n'augmente que de 13% lorsque cette finesse passe de 3900 à 4800 cm^2/g. Par ailleurs, cette augmentation de résistance est surtout remarquée lors de l'utilisation des pourcentages modérés, et elle est peu signifiante pour des taux élevés. Comme a fait souligner Schroder [4] en utilisant 75% de laitier, il a observé une augmentation presque équivalente de la résistance lorsque la finesse passe de 3500 à 4000 cm^2/g. C'est ce qu'il a confirmé Naceri et Messaoudene [5], où ils ont établi que l'augmentation de la surface spécifique de 3500 cm^2/g à 4200 cm^2/g du laitier d'Elhadjar améliore nettement les résistances mécaniques pour le mortier contenant jusqu'à 30% de laitier (résistances comparables à celles d'un

mortier témoin), ils ont marqué 42 MPa et 47 MPa à 90 jours respectivement. Ils ont expliqué ces résultats par le rôle physique du laitier finement broyé qui consiste à remplir les vides entre les grains de ciment (de l'ordre de micron). Ce remplissage fait augmenter la compacité du mortier et par conséquent sa résistance.

L'objectif de notre travail est d'analyser la réactivité du laitier d'El-Hadjar par des essais thermogravimétriques, réalisé sur des pâtes de ciment renfermant 50% de laitier ayant différentes surfaces spécifiques et un rapport E/C de 0.40 sous une cure de température de 40°C hydratées pendant 1, 7 et 28 jours.

2. PRSENTATION DE L'ESSAI THERMOGRAVIMETRIQUE

2.1. Thermogarvimètre

Le thermogarvimètre est une thermo balance qui sert à mesurer les variations de masse. Il comporte trois parties fondamentales : la balance proprement dite, qui assure la pesée en continu de l'échantillon, le four avec sa régulation de température et le dispositif d'enregistrement. La figure ci-dessous illustre le schéma d'un thermogravimètre.

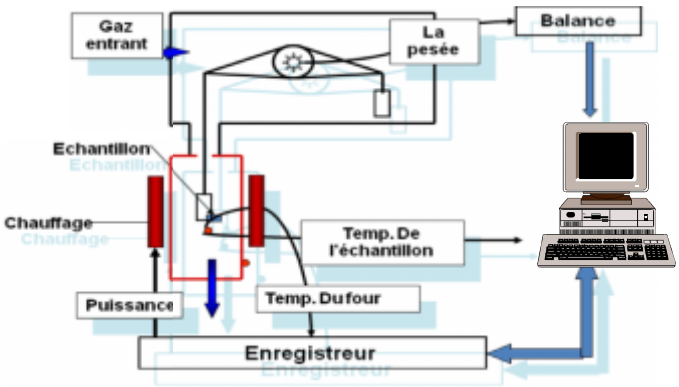


Figure 1. *Principe de fonctionnement de la thermobalance d'analyse thermogravimétrique et Thermodifférentielle*

2.2. Courbe thermogravimétrique idéale

La figure 2 présente un exemple de courbes thermogravimétriques ATG et ATD d'une pâte de ciment [6]. La perte de masse se produit pendant les phases de températures suivantes :

- De 25 à 415°C : une partie d'eau combinée dans les CSH s'évapore et il y a aussi une décomposition du sulfate de calcium entre 180-300°C.
- D'après la courbe ATG, la perte de masse due à la déshydratation du Ca(OH)2 qui se déroule dans la région 420-550°C dont la réaction chimique est :

$$Ca(OH)2 \rightarrow CaO + H2O$$

- S'il y a lieu d'une carbonatation, qui se déroule dans la rangée de température de 600-780°C, ainsi la quantité détectée par l'ATG doit être prise en considération.

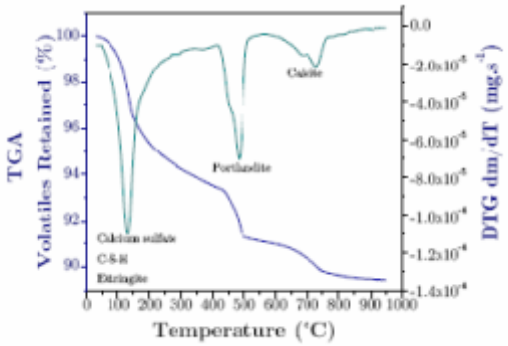


Figure 2. *Courbes ATG et ATD d'un ciment Portland hydraté pendant 12 heures [6]*

3. EXPERIMENTATION

3.1 Matériaux utilisés

Nous avons utilisé un ciment Portland ordinaire CEM I 52.5N provenant de Lafarge, ayant une surface spécifique de 420 m²/kg et un laitier granulé de haut fourneau produit par l'usine sidérurgique d'El-Hadjar (Annaba). Le laitier utilisé est broyé dans un broyeur à boules jusqu'à obtention de différentes surfaces spécifiques (250 m²/kg, 310 m²/kg, 410 m²/kg, et 500 m²/kg). La composition chimique de ces deux matériaux est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 1. *Composition chimique des matériaux utilisés*

(%)	SiO2	Al2O3	Fe_2O_3	Mn_3O_4	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	TiO_2	LOI	SO3
CEMI 52.5N	22.81	7.68	3.09	0.07	1.14	58.13	0.32	0.71	0.35	5.37	_
Laitier	38.20	7.96	4.68	2.04	3.82	42.18	0.20	0.65	0.33	-1.06	0.47

L'humidité est de 18% pour le ciment Portland et 0% pour le laitier, l'indice hydraulique du laitier [(CaO+MgO+Al2O3)/SiO2]=1.41 et sa teneur en verre= 97.9% .

3.2. Préparation des échantillons

Les échantillons de pâtes sont préparés avec un rapport eau/liant de 0.45 et coulés dans des moules cubiques de 20 mm de coté. Ces échantillons sont couverts d'une couche de tissus humide pendant 24 h pour éviter l'évaporation. Ils sont ensuite démoulés et conservés dans un bassin d'eau sous une température de cure 40°C jusqu'à l'âge de l'écrasement. Après les essais de compression, les fragments de pâtes (petits morceaux) sont pris à partir des cubes écrasés pour l'essai thermogravimétrique à différents âges (1, 7, et 28 jours). Ces fragments sont submergés dans l'acétone pour arrêter l'hydratation et empêcher la carbonatation, ensuite séchées dans un dessiccateur. Et enfin, ils sont broyés pour les faire ensuite passer au tamis de 63 μm.

3.3 Déroulement de l'essai thermogravimétrique

Le thermogravimètre utilisé dans cette recherche est le modèle Perkin Elmer Pyris1 (fig.3), les échantillons préparés sont chauffés de la température ambiante jusqu'à 1000°C avec une vitesse de 10°C/min. L'environnement de chauffe (four) est maintenu dans une atmosphère de gaz nitrogène ayant un débit de 15 ml/min. Le four est refroidi rapidement avec de l'eau de 1000°C à 100°C. Le porte échantillon utilisé est en céramique. Avant le commencement des essais, le calibrage du dispositif est effectué. L'essai est facile et ne demande généralement que 40 min.

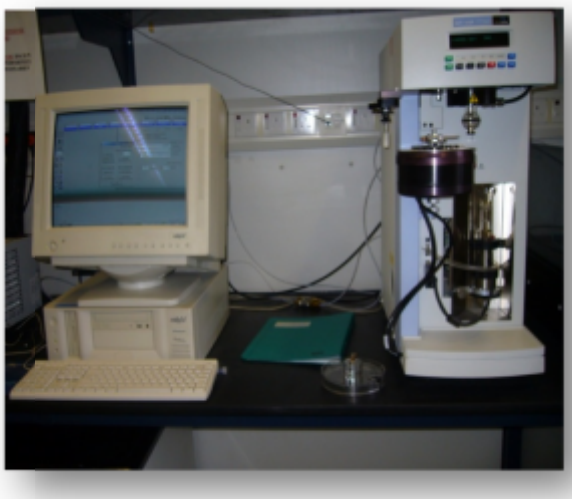


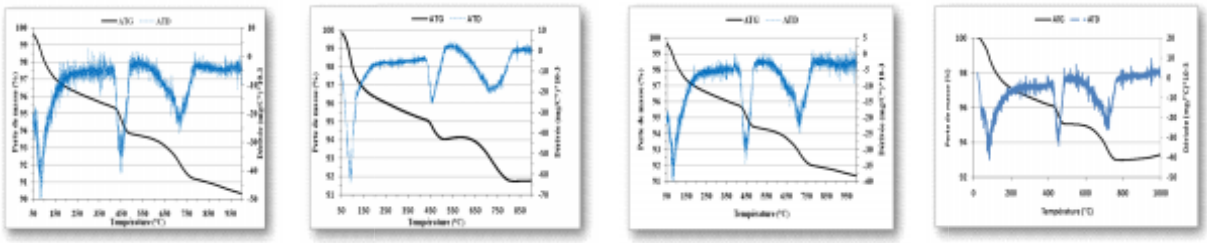
Figure 3. *Le thermogravimètre Perkin Elmer Pyris1*

3.3.4 *Paramètres d'étude*

Notre étude est basée essentiellement sur la quantification de l'eau liée chimiquement contenu dans les produits d'hydratation de pâtes de ciment au laitier en variant la surface spécifique du laitier pour avoir des échantillons de pates renfermant 50% de laitiers ayant des surfaces spécifiques différentes (250 m²/kg, 310 m²/kg, 410 m²/kg et 500 m²/kg) avec un rapport E/C de 0.4 hydratés pendant 1, 7, et 28 jours et soumis à une cure de température de 40°C.

4. RESULTATS ET DISCUSSION

La figure 4 représente les courbes thermogravimétriques de pâtes de ciments renfermant 50% de laitier ayant des surfaces spécifiques différentes (250 m²/kg, 310 m²/kg, 410 m²/kg et 500 m²/kg) pour un rapport E/C=0.4 hydratées pendant 1 jour sous une cure de température de 40°C . 3 pics signifiant associés à la courbe ATG sont remarqués pour les quatre types d'échantillons.



(a) (b) © (d)

Figure 4.*Courbes thermogravimétriques pour des pâtes de ciments hydratées pendant 1 jour sous une cure de température de 40°C ; (a) :250 m²/kg - (b) : 310 m²/kg -(c) : 410 m²/kg et (d) : 500 m²/kg*

D'après la figure 5, on remarque que la finesse de 310 m^2/kg donne les plus grandes pertes de masse sur toutes les plages de température considérées, elles sont presque similaires à celles de la finesse de 250 m^2/kg où leurs courbes ATD sont presque confondues, mais les ciments au laitier ayant des finesses de 410 et 500 m^2/kg ont des pertes de masses moins importantes, les valeurs de pertes de masse sont d'ordre décroissant.

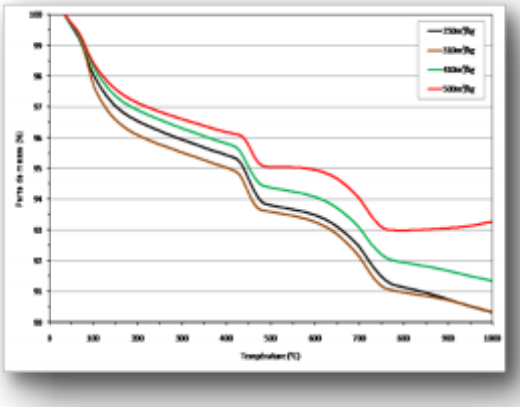


Figure 5. *Perte de masse dans les pâtes de ciments renfermant 50% de laitier ayant différentes finesses hydratées pendant 1 jour sous une cure de 40°C*

Si on considère les courbes ATD dans la plage de température de 105 à 450°C, les valeurs de perte de masse due à l'évaporation de l'eau liée chimiquement aux hydrates CSH sont 3.25%, 2.9%, 3.14% et 2.62% respectivement pour les finesses de 250, 310, 410 et 500 m^2/kg. Ces résultats montrent que la perte de masse des pâtes à 1 jour d'hydratation n'est pas tout à fait proportionnelle à la finesse du laitier, ce qui peut être expliqué par le fait que les fines particules du laitier jouent un rôle filler en comblant les vides disponibles dans la matrice cimentaire parce que le laitier n'a pas encore réagit à cet âge [7].

4.1 Quantité de l'eau non évaporable

On a considéré que la perte de masse qui se produit dans la plage de température entre 105°C et 450°C est due à l'évaporation d'eau liée chimiquement combinée aux hydrates de silicates de calcium CSH. Pour déterminer l'eau non-évaporable, on a appliqué la formule suivante :

$$Eau\ non\ évaporable(\%) = \frac{perte\ de\ masse\ à\ 105°C - perte\ de\ masse\ à\ 450°C}{perte\ de\ masse\ à\ 450°C} \times 100 \quad (1)$$

Pour des pâtes de ciment renfermant 50% de laitier ayant des surfaces spécifiques variant de 250 à 500 m²/kg avec un rapport E/C de 0.4 hydratées sous une cure de température de 40°C pendant 1, 7 et 28 jours, les résultats d'eau non évaporable sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2. *Eau non évaporable en fonction de la finesse du laitier*

Finesse du laitier (m^2/kg)	Quantités d'eau non évaporable (%)		
	1 jour	7 jours	28 jours
250	3.37	6.21	7.96
310	3.31	6.51	8.7
410	3.24	6.63	8.95
500	2.68	6.82	9.46

La figure 6, représentant la variation de l'eau non évaporable en fonction de la finesse du laitier, montre que la quantité d'eau non évaporable augmente avec l'augmentation de la finesse du laitier particulièrement au-delà de 7 jours, et elle est peu signifiante à 1 jour d'hydratation. Cela est probablement du au phénomène de nucléation qui est un processus physique conduisant à une activation chimique de l'hydratation du ciment en présence d'un ajout [7]. En d'autre terme, pour un rapport E/C constant (E/C=0.4) l'hydratation s'améliore de plus en plus avec l'âge en augmentant la surface spécifique du laitier. Au jeune âge (1 jour d'hydratation), l'effet de la finesse est peu remarqué. Cela est probablement dû au fait qu'à cet âge les fines particules du laitier comblent les vides de la matrice cimentaire gênant ainsi la formation des CSH [7]. A long terme, les grains de laitier réagissent avec les CH formées par l'hydratation du ciment causant ainsi la dissolution de la couche acide formée autour des grains de laitier pour contribuer à l'hydratation et la formation de CSH supplémentaires [7].

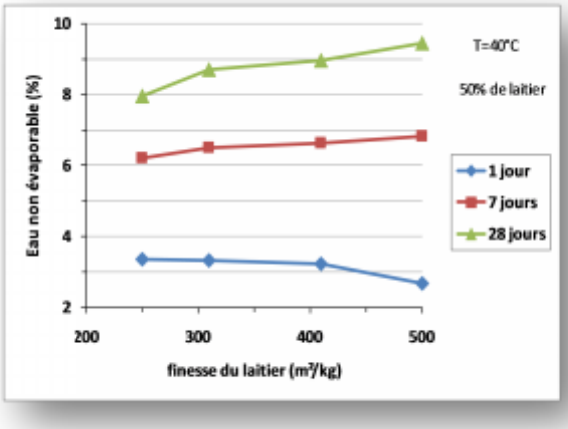


Figure 6. *Effet de la finesse du laitier sur l'eau non évaporable*

4.2. Résistance à la compression

Les résultats de la résistance pour des pâtes de ciment renfermant 50% de laitier ayant des surfaces spécifiques variant de 250 à 500 m²/kg avec un rapport E/C de 0.4 hydratées sous une cure de température de 40°C pendant 1, 7 et 28 jours sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. *Résistance à la compression en fonction de la finesse du laitier*

Finesse du laitier (m^2/kg)	Résistance à la compression (MPa)		
	1 jour	7 jours	28 jours
250	3.1	29.9	51.43
310	4.31	40.17	65.8
410	4.38	43.66	66.1
500	4.54	47.08	67.93

En observant la figure 7 qui représente l'évolution de la résistance en fonction de la surface spécifique du laitier, on peut remarquer qu'il y a une augmentation de la résistance en fonction de la finesse [4, 8, 9, 10, 11]. Les deux figures 6 et 7 présentent la même allure où on peut déduire qu'il y a une corrélation entre le développement de la résistance en fonction de la finesse et le développement de la quantité d'eau non évaporable. L'augmentation de la résistance mécanique en fonction de la finesse.est confirmé dans plusieurs travaux de recherches [4, 8,9]. Ce résultat est expliqué par le rôle physique du laitier finement broyé qui consiste à remplir les vides entre les grains de ciment (de l'ordre du micron). Ce remplissage fait augmenter la compacité du mortier et par conséquent sa résistance [5]. D'autre part l'utilisation des ajouts minéraux finement broyés, conduit à l'augmentation du développement de résistance, à cause du phénomène de nucléation hétérogène [7]. Ce processus améliore l'activation chimique de l'hydratation du ciment.

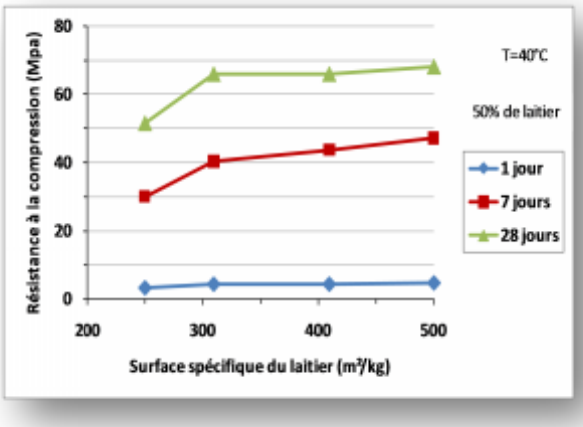


Figure 7. *Effet de la finesse du laitier sur la résistance à la compression*

4.2. Quantité de portlandite

Pour prendre en compte la teneur en portlandite totale, l'équation suivante est utilisée [12]:

$$Portlandite(\%) = [\Delta CH \times \frac{MCa(OH)_2}{MH_2O} + \Delta C\hat{C} \times \frac{MCa(OH)_2}{MCO_2}] \times 100 \quad (2)$$

Avec :

ΔCH: perte de masse due à la déshydratation des CH;
ΔCĈ: perte de masse due à la décarbonatation de la calcite;
$MCa(OH)_2$: masse molaire de la portlandite (74 g.mol-1);
MH_2O: masse molaire d'eau (18 g.mol-1);
MCO_2: masse molaire du dioxyde de carbone (44 g.mol-1).

Les résultats de quantités de portlandite pour les mêmes pâtes renfermant 50% de laitier ayant différentes surfaces spécifiques variant de 250 à 500 m²/kg avec un rapport E/C de 0.4, hydratées sous une cure de température de 40°C pendant 1, 7 et 28 jours, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4. *Quantités de portlandite en fonction de la finesse du laitier*

Finesse du laitier (m^2/kg)	Quantités de la portlandite (%)		
	1 jour	7 jours	28 jours
250	6.72	9.69	15.52
310	5.86	7.97	13.33
410	5.59	7.32	10.64
500	4.84	6.85	8.90

La figure 8 représentant l'effet de la finesse du laitier sur la quantité de CH, montre qu'à tous les âges, cette quantité est en diminution avec l'augmentation de la surface spécifique du laitier. Ce qui peut expliquer que l'hydratation du laitier s'améliore avec l'augmentation des quantités de ces fines particules conduisant à une grande consommation des CH produites par l'hydratation du ciment, cette consommation est très appréciable pour les finesses élevées à 28 jours d'hydratation et inferieure pour les petites finesses ; elle représente presque le double entre une pâte renfermant un laitier d'une finesse de 250 m²/kg et celle renfermant un laitier d'une finesse de 500 m²/kg. Cela indique nettement que la finesse favorise la réaction pouzzolanique du laitier d'El-Hadjar [2].

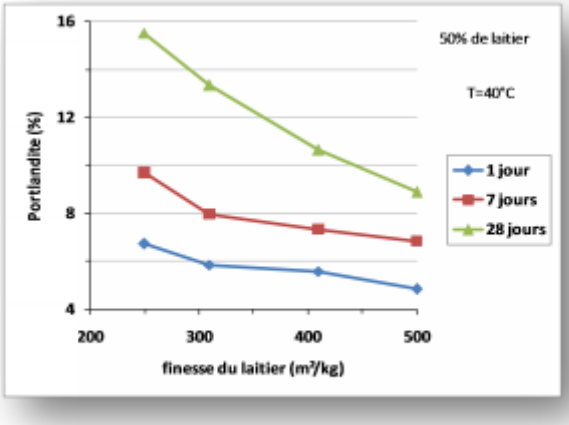


Figure 8. *Effet de la finesse du laitier sur la portlandite*

5. CONCLUSIONS

A partir des résultats thermogravimétriques réalisés sur les pâtes de ciment renfermant 50% de laitier ayant différentes surfaces spécifiques, les conclusions suivantes sont déduites :

1. La quantité d'eau non évaporable augmente avec l'augmentation de la finesse du laitier particulièrement à long terme. Cela est probablement du au phénomène de nucléation qui est un processus physique conduisant à une activation chimique de l'hydratation du ciment en présence d'un ajout.
2. L'eau liée chimiquement peut être utilisée comme indicateur d'hydratation d'un ciment au laitier malgré qu'elle soit une mesure non absolue parce que ni la composition chimique du produit d'hydratation CSH ni la stochiométrie des réactions ne sont encore bien définies.
3. L'activation mécanique du laitier favorise sa réaction pouzzolanique par la consommation de grandes quantités de CH pour la formation de CSH supplémentaires.
4. l'analyse thermogravimétrique est la méthode la plus fiable pour la quantification de l'eau liée chimiquement.

6- REFERENCES

[1] Pane et Hansen W., Investigation of blended cement hydration by isothermal calorimetry and thermal analysis, Cem. Con. Res., 35 (2005) 1155-1164.
[2] Escalante J.I., Gomez L.Y., Johal K.K., Mendez G., Mancha H. et Mendez J., Reactivity of blastfurnace slag in Portland cement blends hydrated under different conditions, Cem. Conc. Res. 31 (2001), 1403-1409
[3] Lea FM,1970, the chemestry of cement and concrete, 3rd ed.Edward Arnold, London. 1970.p.727
[4] Shroder F. Slags and slag cements. In: Proc 5th internat symp chem cem. Tokyo;1969; 4: 149–99.

[5] Naceri A. and Messaoudene I., Effet de l'activation mécanique du laitier de haut fourneau sur le comportement mécanique du mortier, Lebanese Science Journal, vol.7, N° 2, 2006
[6] Powers TC, Brownyard TL., Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste, Portland Cement Assoc Bull 1948;22.
[7] Lawerence P et al., 2003, "Mineral admixtures in mortars effect of inert materials on short term hydration.
[8] Bougara A., Lynsdale C., Milestone N.B., Reactivity and performance of blastfurnace slags of differing origin, Cement and Concrete Composites, 2010, pp.1-6.
[9] Douglas E, Bilodeau A, Brandstetr J (1991) Alkali activated ground granulated blast-furnace slag concrete: Preliminary investigation. Cement and Concrete Research 21: 101–108.
[10] Swamy R.N., Desing for Durability and Strength Through the Use of Fly Ash and Slag in Concrete, CANMET/ACI International Workshop on Supplementary Cementing Materials. Superplastizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Toronto, Canada, American Concrete Institute, 1998, pp.1-72
[11] Bougara A., Lynsdale C.and Ezziane K., Activation of Algerian Slag in mortars, Const.and Build. Mater.23 (2009), 542-547.
[12] Dyson H. M., Early hydration in binary and ternary blended cement systems, PhD thesis, University of Leeds, 2005.

EFFET DE LA POUZZOLANE NATURELLE SUR LA RHEOLOGIE DES MORTIERS EN PRESENCE D'UN SUPERPLASTIFIANT

Adjoudj M'hamed[1,2], Didouche Zahia[2] ,Esselami redha[2] ,Merzoug Fatiha[2], ,Setti Fatima[2]

[1] Centre universitaire de Tissemsilt, 38000 Tissemsilt (Algérie), e-mail adjoudj@hotmail.fr
[2]Laboratoire Géomatériaux ,Université Hssiba Benbouali Chlef, (Algérie)

Thème N° 9 : *Matériaux innovant pour la construction en zone sismique*

Résumé

L'incorporation des additions minérales et organiques dans la matrice cimentaire entraîne une modification de la distribution granulaire, l'apparition de nouveaux sites de nucléation et une nouvelle activité des surfaces des grains. Ceci nécessite le malaxage avec des superplastifiants qui viennent défloculer les grains et améliorer l'ouvrabilité du béton. Ces modifications des propriétés physiques et chimiques des composants du béton dû à des additions minérales et organiques affectent directement les propriétés rhéologiques du béton frais et ses composants. Les résultats montrent que l'ouvrabilité du béton est très sensible à la nature du couple superplastifiant/liant et que la pouzzolane naturelle agit favorablement sur la rhéologie et sur la perte d'affaissement du mortier au cours du temps, lorsqu'elle est ajoutée en teneur voisine de 10%. Ceci permettra de sélectionner les dosages optimaux pour les ciments les plus performants, aussi bien du point de vue ouvrabilité que du point de vue durabilité.

Mots –Clés : *rhéologie, ciment, seuil de cisaillement, viscosité plastique, addition minéral, superplastifiant.*

1. INTRODUCTION

Les additions minérales (laitiers de haut fourneau, les cendres volantes, pouzzolane et les fumées de silice sont couramment utilisées pour améliorer la résistance, la durabilité et la fluidité des matériaux cimentaires. Ces additions affectent la rhéologie du matériau à l'état frais, ce qui a une conséquence directe sur ses propriétés à l'état durci. En effet, leur introduction a pour effet d'augmenter plus ou moins les valeurs du seuil d'écoulement et de la viscosité, et ce, en fonction de la nature et de la quantité de l'addition [1]. Bessa [2] a montré en étudiant l'effet des additions minérales sur le besoin en adjuvant, que le besoin en adjuvant des mortiers nécessaire pour s'affranchir de l'effet granulaire des additions minérales dépend en premier lieu de la quantité et de la finesse de l'addition incorporée, indépendamment du type de ciment. Uchikawa et al [3], ont montré en étudiant l'influence des superplastifiants et de certaines additions minérales sur le comportement rhéologique des mélanges cimentaires, que l'ajout de superplastifiant à base de naphtalène produit une très grande dispersion de toutes les particules de ciment dans la solution aqueuse et que les additions minérales se dispersent bien sans trop floculer au sein de la pâte de ciment. Zhang et Han [4], ont montré aussi en étudiant l'effet des additions ultrafines sur les propriétés rhéologiques des pâtes de ciment, que la contrainte d'écoulement (yield stress) augmentait avec la quantité d'addition ultrafine incorporée, mais la viscosité de la pâte variait avec la nature et la quantité d'addition. Golaszewski et Szwabowski [5] ont montré en étudiant l'influence des superplastifiants sur le comportement rhéologique des mortiers de ciment à l'état frais en utilisant un rhéomètre rotationnel, que : Les superplastifiants à base de polycarboxylate étaient plus efficaces que les superplastifiants à base de naphtalène sur l'amélioration des propriétés rhéologiques des mélanges à l'état frais. Kara Ali [6], a montré en étudiant l'action de l'adjuvant fluidifiant sur la réduction du besoin en eau des mortiers avec additions, que la réduction du besoin en eau des mortiers croît avec l'augmentation du dosage en adjuvant fluidifiant indépendamment de la nature de l'addition.

2. DÉTERMINATION DES PROPRIÉTÉS RHEOLOGIQUE

Les mesures brutes obtenues sont représentées sous la forme des courbes : couple de cisaillement moyen M(Nm) – Vitesse de rotation imposée N(tour/s). Pour exprimer τ en fonction de γ à partir des mesures brutes (M en fonction de N), la relation contrainte-vitesse de cisaillement dans une géométrie couette est établie en considérant localement le fluide en écoulement comme étant un fluide de Bingham [8]. Pour un tel fluide, l'expression de la vitesse de cisaillement dépend du régime d'écoulement dans l'entrefer. Ainsi, la vitesse de cisaillement s'exprime par les équations (1) et (2), lorsque respectivement le fluide est partiellement cisaillé, complètement cisaillé dans l'entrefer.

$$\dot{\gamma} = 2M\frac{d\Omega}{dM} \tag{1}$$

$$\dot{\gamma} = 2\frac{M\frac{d\Omega}{dM}}{\left(1-\frac{R_b}{R_C^2}\right)} - \frac{\Omega - M\frac{d\Omega}{dM}}{In\left(\frac{R_b}{R_c}\right)} \tag{2}$$

Où Rb(m) et h(m) désignent le rayon et la hauteur du croisillon, et Rc(m) est le rayon du récipient. W(rad/s) et M(N.m) représentent respectivement la vitesse de rotation du croisillon et son couple. Le principe de maximisation de la dissipation d'énergie au sein de l'écoulement permet de distinguer la vitesse de cisaillement caractéristique entre les équations (1) et (2), sans une évaluation préalable du seuil d'écoulement du matériau lorsque celui-ci en possède un. Le taux de cisaillement à vitesse Ω_i peut donc être calculé comme l'équation (3) :

$$\dot{\gamma}_i = \max(\dot{\gamma}_{i[1]}; \dot{\gamma}_{i[2]}) \tag{3}$$

$$avec \frac{d\Omega_{j+1} - \Omega_{j-1}}{M_{j+1} - M_{j-1}}; i = j \quad et \quad j = \overline{1,n}$$

Ainsi la contrainte correspondante à la vitesse Ωi peut donc être calculée comme l'équation (4)

$$\tau_i = \frac{1}{2}(\tau_{j-1} + \tau_{j+1}) \;\; avec \tau_j(M) = \frac{M_j}{2\pi h R_b^2} \tag{4}$$

Les équations [3] et [4] permettent de passer des points de mesure (Mi - Ωi) à des points $(\tau_i\text{-}\gamma_i)$

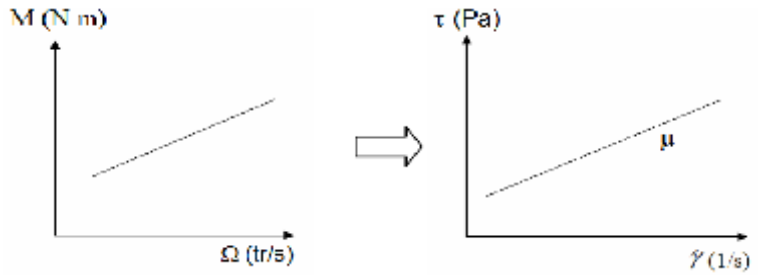


Figure 1. Représentation graphique du modèle binghamien.

La courbe de tendance obtenue à partir des points $(\tau_i\text{-}\gamma_i)$ permet d'estimer la viscosité (la pente) et le seuil de cisaillement du mortier (figure 1).

2. ETUDE EXPERIMENTAL

2.2. Matériaux utilisés

2.2.1. *Ciment*

Le ciment utilisé pour la confection des mortiers est de type CEM I 52.5 N CP2 distribué par la société ciments Calcia. Il est essentiellement constitué de 98% de Clinker et 2% de fines de cru. Les principales caractéristiques physiques, mécanique et la composition minéralogique de ce ciment sont données dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristique du ciment CEM I 52.5 N CP2

Chemical constituent	SiO2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Cement (%)	19.8	5.14	2.3	64.9	0.9	3.4	2.1	0.05	58	13	10	7
pouzzolane(%)	46.4	17.5	10.5	10.5	3.8	0.4	1.5	3.4				

2.2.2. *S*uperplastifiant

Deux types de superplastifiants ont été utilisés, Conforme à la norme EN 206 1. Ils sont fournis par l'entreprise BASFet commercialisés sous les noms : GLYNUM SKY 456 à base de polycarboxylate noté SP1, et le POZZOLITH 390 N à base de Lignosulfonate noté SP2, le tableau 2 présente quelques caractéristiques de ces produits.

Tableau 2. Caractéristique du superplastifiant

Superplastifiant	SP1	SP2
Molécule	polycarboxylate	Lignosulfonate
Extrait sec	20 %	39%
Dosage recommendé	0.2% à 3.0%	0.3% à 1.2%
Form	liquid	liquid
Couleur	Opaque	Dark chestnut

2.2.3. Pouzzolane naturelle

La pouzzolane naturelle utilisée est de provenance du gisement de Bouhmidi (Béni-Saf); sa Masse volumique apparent de 2,49g/cm3 et sa surface spécifique BET est de 4326 cm2/g, sa composition chimique est présentée au tableau I.

2.2.4. Sable

Le sable utilisé est un sable normalisé conforme à la norme NF P 15-403 qui est un sable naturel, siliceux notamment dans ses fractions les plus fines. Il est propre, les grains sont de forme généralement isométrique et arrondie. Il est séché, criblé offrant toutes garanties de qualité et de régularité, contrôlé par le laboratoire d'essais des matériaux de la ville de paris (L.E.M.V.P), confectionné dans des sacs en plastique de poids net égal à 1350 ± 5g .La figure 2 présente la courbe granulométrique du sable normal utilisé.

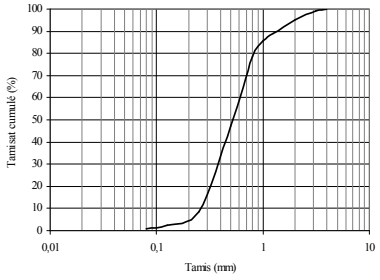


Figure 2. Courbes granulométriques du sable

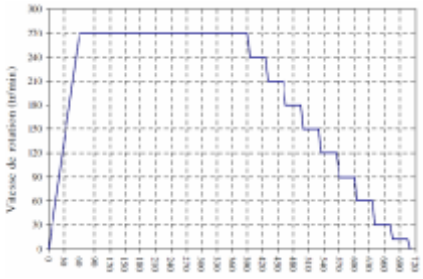


Figure 3. Profil de vitesse

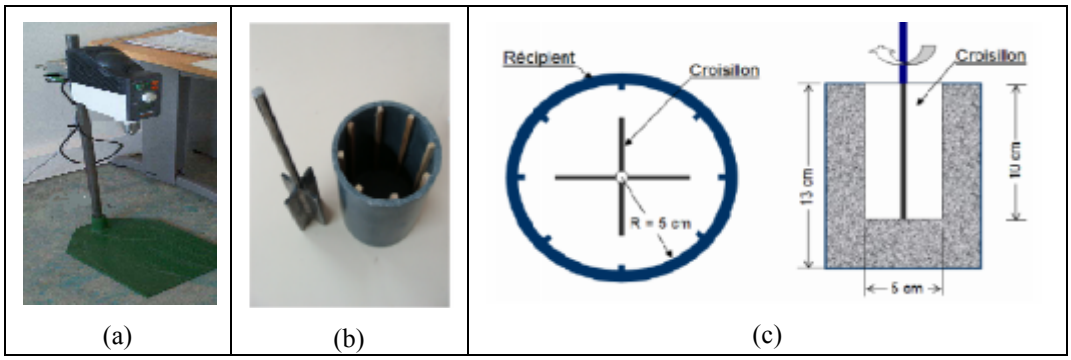


Figure 4. Rhéomètre à mortier

2.3. Matériels utilisés

Malaxeur de type Hobart, avec une capacité de 5 litres. Cet appareil normalisé (EN 196-1) et ASTM c305, sur lequel se basent pratiquement toutes les normes pour la préparation du coulis. Il est caractérisé par deux vitesses de rotation selon le coulis désiré. Une balance électronique avec une précision de 0.1g a été utilisée pour mesurer les ingrédients et la préparation des différents mortiers et un mini cône est employé pour évaluer l'ouvrabilité des mortiers à la fin du malaxage.

Pour déterminer expérimentalement le comportement rhéologique des mortiers, on a utilisé un rhéomètre rotatif à cylindres coaxiaux Heidolph- RZR 2102 Control Z, présenté sur la figure 4. Agitateur de marque Heidolph- RZR 2102 Control Z (Figure 2.a), Croisillon de dimension dxh = 5x10 cm, (Figure 2.b), Récipient de dimension DxH = 10x13 cm, (Figure 2.c).

2.4. Protocole d'essai de rhéomètre

Le rhéomètre Heidolph- RZR 2102 Control Z, peut fonctionner en imposant des taux de cisaillement appliqués sur le mortier où on obtient les contraintes de cisaillement. À partir de la courbe qui représente les contraintes de cisaillement en fonction des taux de cisaillement, on peut déterminer le comportement rhéologique de chaque mortier.Le Heidolph- RZR 2102 Control Z est piloté avec un logiciel à l'aide d'un ordinateur. Ensuite il faut régler la température manuellement et la garder constante pour tous les essais. On verse le mortier préparé dans le récipient et on le fixe dans l'ascenseur du rhéomètre. Une fois le récipient et le croisillon sont fixés, on remonte l'ascenseur pour que le croisillon pénètre dans le mortier, il faut s'assurer que l'extrémité supérieure des ailes du croisillon se situe à l'arasé du coulis. Démarrer le croisillon à l'aide du logiciel et l'essai rhéométrique est réalisé en suivant le profil de vitesse représenté sur la figure 3.

2.5. Compositions des mortiers de ciment

Les coulis sont réalisés à partir des mélanges comportant des teneurs variables en pouzzolane naturelle (10, 20 et 30%) et deux types de superplastifiants (SP1, SP2) utilisés avec des dosages variant de 0, 0.2, et 0.4% du poids de ciment. La pouzzolane naturelle est ajoutée en substitution du ciment avec un rapport E/C=0.55. La température adoptée pour cette étude est de 20C°. En supposition que les mesures rhéologiques sont effectuées avant tout dégagement de chaleur d'hydratation des différentes phases du ciment. Le tableau 3 donne les compositions des différents mortiers sur lesquels des mesures ont été effectuée.

Tableau 3. Composition des mortiers de ciment

Mortier	E/C	Sable (g)	Eau (g)	Ciment (g)	pouzzolane (g)	Superplastifiant (%)	
						SP1	SP2
M0	0.55	1890	350	630	0	0	0
M1				567	63	0	0
M2				504	126	0	0
M3				441	189	0	0
M4				630	0	0.2	0
M5				567	63	0.2	0
M6				504	126	0.2	0
M7				441	189	0.2	0
M8				630	0	0.4	0
M9				567	63	0.4	0
M10				504	126	0.4	0
M11				441	189	0.4	0
M12				630	0	0	0.2
M13				567	63	0	0.2
M14				504	126	0	0.2
M15				441	189	0	0.2
M16				630	0	0	0.4
M17				567	63	0	0.4
M18				504	126	0	0.4
M19				441	189	0	0.4

3. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

3.1. Affaissement

L'effet du dosage en superplastifiants sur l'affaissement des mortiers a été évalué par le mini cône juste après le malaxage. L'incorporation d'un superplastifiant au mortier entraîne une modification de la fluidité, cette dernière est directement reliée à la nature chimique et au dosage de chaque superplastifiant. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 5. Il est clair que l'ajout d'un superplastifiant augmente l'affaissement du mortier à tous les dosages utilisés, où on observe que la valeur de l'affaissement du mortier sans Pouzzolane est beaucoup plus élevée que celle des échantillons avec Pouzzolane. D'autre part le superplastifiant PC présente un affaissement plus importante que celle de LS quelque soit le dosage du superplastifian et de la pouzzolane naturelle. Les valeurs de l'affaissement enregistrées, avec 30% de pouzzolane, atteignent 6.5 et 8.5 cm pour 0.2et 0.4 % en PC alors qu'avec le LS l'affaissement mesuré n'est que 4et 6.7 cm.

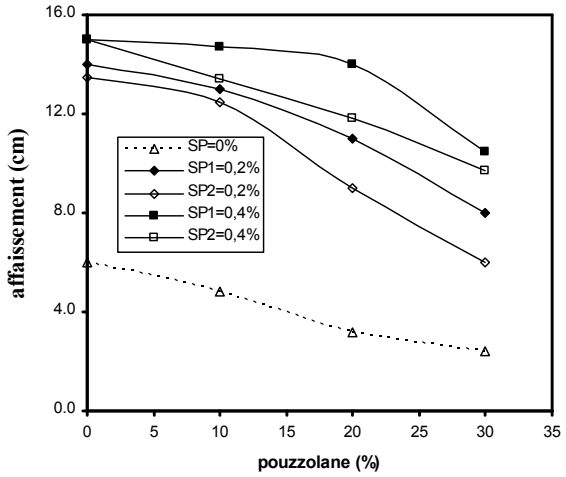


Figure 5. Influence du dosage et du type de superplastifiant sur l'affaissement d'un mortier.

3.2. Effet de la pouzzolane naturelle

Les résultats obtenus dans les figures 6 et 7 montrent que, une dose modérée en pozzolane naturelle diminue la viscosité et le seuil de cisaillement du mortier. On observe que cette diminution est considérable, en particulier pour des mortiers fortement adjuvantes. Par ailleurs, les résultats montrent que le seuil est très sensible à la nature du couple superplastifiant/liant et que la pouzzolane naturelle agit favorablement sur la rhéologie, lorsqu'elle est ajoutée en teneur voisine de 10%.

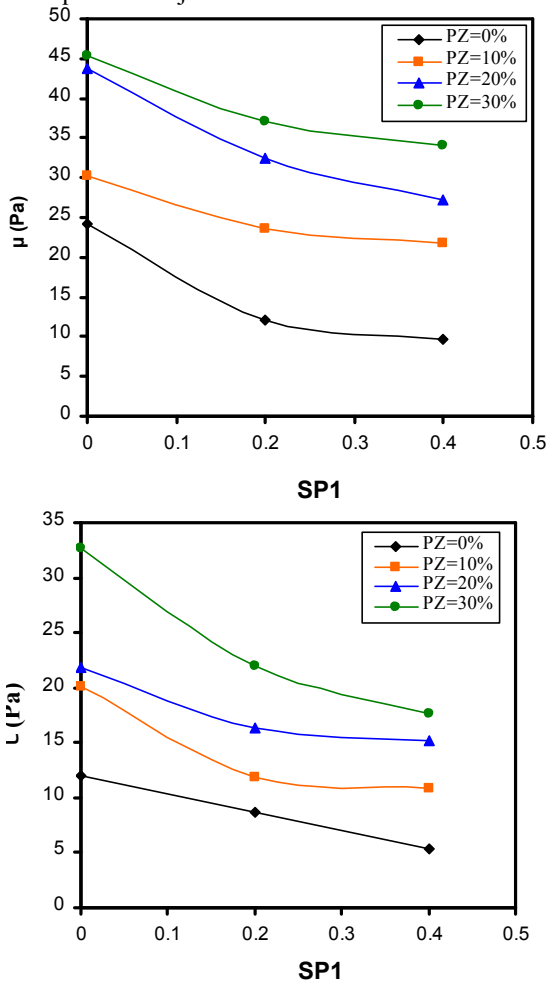


Figure 6. Mesures rhéologîques en fonction du dosage en superplastifiant (SP1)

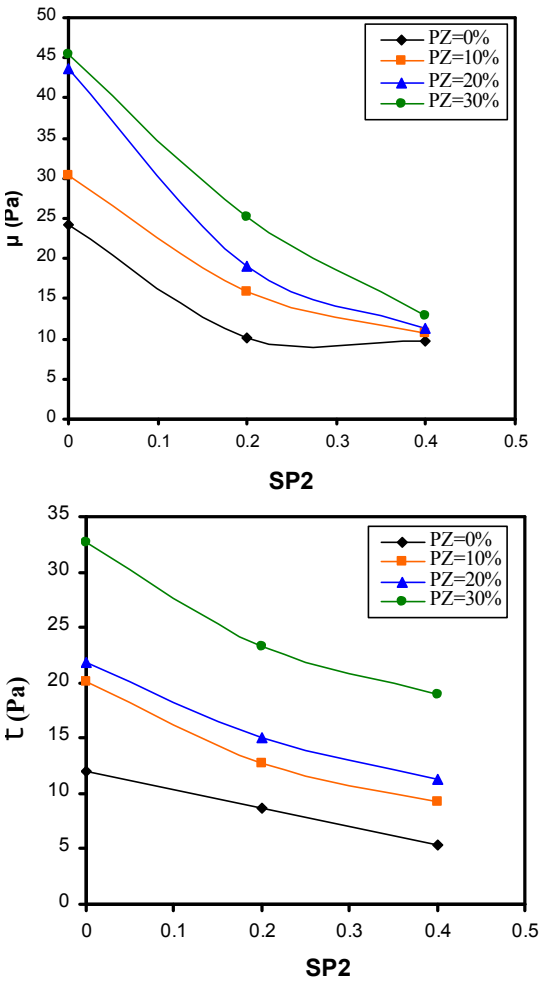
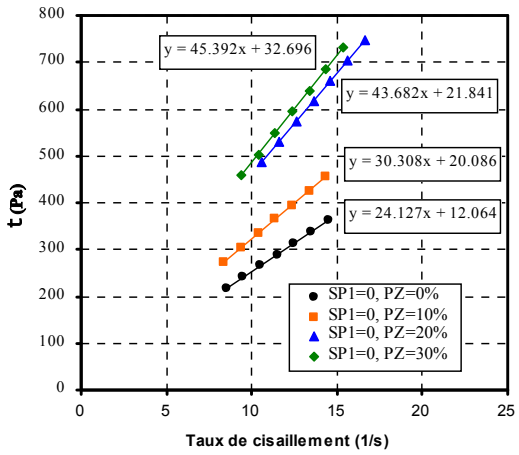
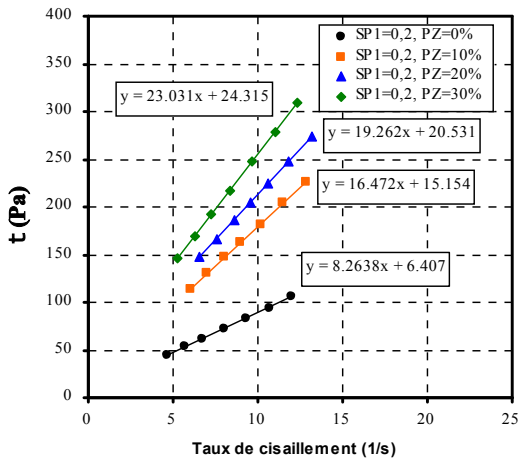


Figure 7. Mesures rhéologîques en fonction du dosage en superplastifiant (SP2)

3.3. Effet du couplage pouzzolane naturelle-superplastifiants

Les couplages ciment-fine-adjuvant, qui sont d'ailleurs les cas les plus susceptibles de se présenter dans la réalité des bétons modernes, se font donc avec apparition d'interactions significatives. Les figure 8 et 9 illustres l'effet de la fume de silice introduite en remplacement de 10 ,20 et 30% du ciment dans des pâtes adjuvantées à 0, 0,2 et 0,4% de SP1et SP2 sur la valeur du seuil de cisaillement. On observe que les additions minérales agissent suivant un mécanisme différent de celui du superplastifiant. La pente des droites demeure constante. Par contre, ces droites subissent des translations traduisant par un accroissement de la demande en eau (pouzzolane naturelle (PZ)). Le cas particulier de la pouzzolane naturelle dosée à 30% représente l'exception pour laquelle la pâte mixte se comporte comme une pâte de ciment seul très peu adjuvanté. En outre, On constate que la pente de ces droites croît avec le dosage en superplastifiant, ce qui est probablement la conséquence de la défloculation des grains de ciment et le cheminement vers la saturation en adjuvant.





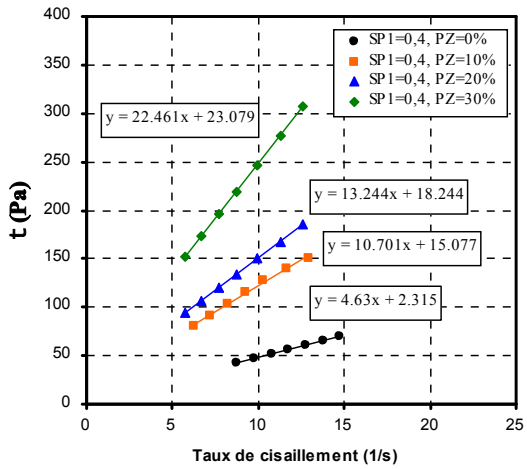
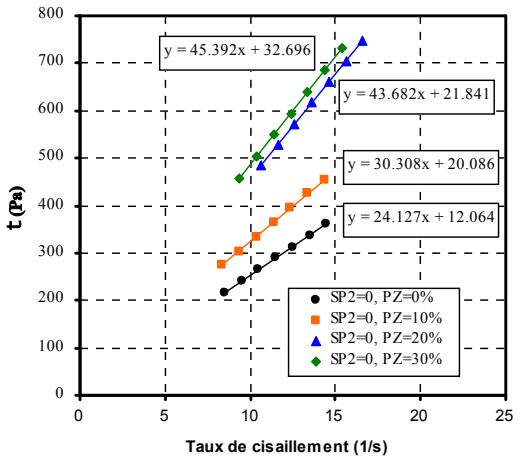
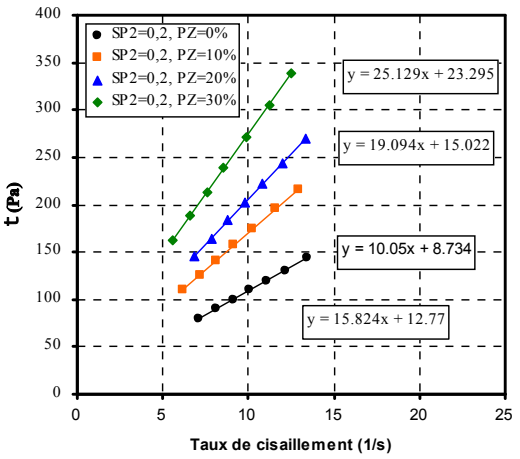


Figure 8. Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du taux de cisaillement pour les mortiers contenant la pozzoulane naturelle et adjuvantes en superplastifiant (SP1)





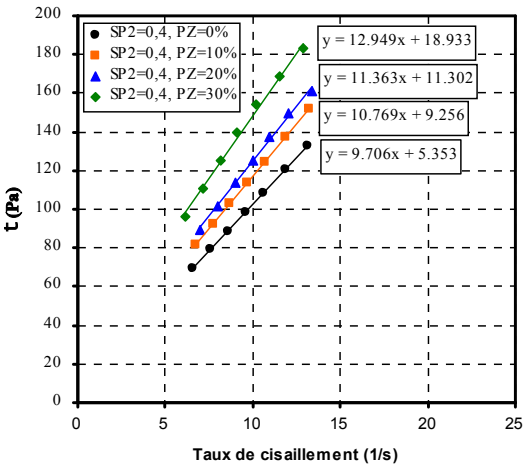


Figure 9. Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du taux de cisaillement pour les mortiers contenant la pozzoulane naturelle et adjuvantes en superplastifiant (SP2)

4. DISCUSIONS

Les superplastifiants et les additions minérales jouent un rôle fondamental dans l'amélioration des propriétés rhéologiques des mortiers et des bétons. Il est évident que le type et la composition de l'adjuvant, et même son mode d'action, influent fortement sur son efficacité et sur son dosage de saturation. Comme on peut remarquer que la fluidité de SP1 est plus importante que celle de SP2 quelque soit le dosage utilisé (figure 5). D'après Heikal et al. [7] le superplastifiant à base de polycarboxylate adsorbé sur les surfaces des particules du ciment crée une charge négative sur les grains du ciment causant une répulsion électrostatique ce qui augmente les distances entre les particules et améliore la fluidité de la pâte. Ainsi Puertas et al. [8] ont trouvé qu'un dosage de 0.3% de PC réduit la contrainte tangentielle de la pâte de 70%, par conséquent la viscosité de la pâte diminue. Les figures 6 et 7 qui illustrent la variation du seuil de cisaillement et la viscosité plastique pour quatre types de mélanges, passant de 0 à 30% de pouzzolane naturelle. Les pâtes contenant plus de 10% de pouzzolane naturelle comporté comme des suspensions floculées. Il pourrait donc s'agir d'une non saturation en superplastifiant (structure floculante retenant un volume d'eau), ou encore de la présence importante de très fines particules ayant des interactions colloïdales non négligeables, plus importantes que pour les autres additions et compensant en partie l'effet dispersant du superplastifiant .En augmentant le taux de substitution de la pouzzolane naturelle à 10, 20 et 30%, les résultats obtenus de de la viscosité plastique et du seuil de cisaillement sont représentés sur les figures 8 et 9. Les résultats obtenus sont toutefois différents lors de l'ajout de l'adjuvant SP1, la pente de la droite étant pratiquement égale à celle des mélanges non adjuvantés ; l'effet stérique (SP1) à court terme est donc différent de l'effet éléctrostatique(SP2).Ce phénomène pourrait évoluer avec le temps car le mélanges contenant l'adjuvant (SP1) ont tendance à présenter une meilleure maniabilité. L'effet du superplastifiant est très important sur la baisse du seuil de cisaillement, comme spécifié dans la littérature [9]

5. CONCLUSION

L'étude de l'influence rhéologique des paramètres de composition du béton est certainement très utile pour mieux maîtriser la formulation du béton. Dans cette recherche, nous avons présenté qualitativement l'influence de deux paramètres (superplastifiant et pouzzolane naturelle). Nos résultats expérimentaux indiquent que les mortiers testés respectent le modèle de Bingham, ce qui vérifie l'assertion de Tatersall [11] et d'autres auteurs [12,13], tout au moins dans une certaine plage de gradient de vitesse. Cette conclusion est valable à condition que les bétons restent dans la gamme de consistance de très plastique à fluide, et que ces matériaux restent homogènes pendant l'essai.

Le comportement rhéologique dépend de la nature, la quantité et la finesse des additions, indépendamment de la nature du ciment utilisé.

La pouzzolane naturelle agit favorablement sur la rhéologie et sur la perte d'affaissement du mortier au cours du temps, lorsqu'elle est ajoutée en teneur voisine de 10%.

La viscosité et le seuil de cisaillement des mortiers diminuent avec l'augmentation du dosage en superplastifiant.

Bibliographie

[1] Boudchicha, A. (2007), Utilisation des additions minerales et des adjuvants fluidifiants pour l'amelioration des proprietes rheologiques et mecaniques des betons, thése de doctorat, 294 P.
[2] Bessa ,B.(2004) ,Etude de la contribution des additions minérales aux propriétés physiques mécaniques et de durabilité des mortiers, Thèse de doctorat de l'université de Cergy Pontoise.
[3] Uchikawa,S., Uchida,S., Hanehara.(1987), Flocculation structure of fresh cement paste determined by sample freezing-back scatterd electron image method, II Cemento, Vol. 84, pp. 3-22.
[4] Zhang., Han, J. (2000)The effect of ultra-fine admixture on the rheological property of cement paste, Cement and concrete research, Vol. 30, pp 827-830.
[5] Golaszewski et Szwabowski.(2003) Influence of superplasticizers on rheological behavior of fresh cement mortars, Cement and Concrete Research, 2469.
[6] Kara,A.(2002) ,Influence des additions minérales sur le besoin en eau et les résistances mécaniques des mélanges cimentaires, Thèse de doctorat de l'université de Cergy Pontoise.
[7] Heikal,M., Morsy ,M.S.,Aiad ,I.(2005) Effect of treatment temperature on the early hydration characteristics of superplasticized silica fume blended cement pastes,cement and concrete research ,vol 35, pp680-687.

[8] Puertas, F., Santos, H., Palacios, M., Martınez-Ramırez ,S.(2005) Polycarboxylate superplasticiser admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behaviour in cement pastes, Advances in Cement Research, vol 17,pp 77–89.
[9] Bombled, J.P.(1964), Rhéologie du béton frais, Revue des Matériaux de Construction,Ciments et Bétons, N° 591.

EFFET DU TYPE DE SUPERPLASTIFIANT SUR LES PROPRIETES RHEOLOGIQUES, MECANIQUES ET CALORIMETRIQUES DU MORTIER

Z. DIDOUCHE [1], K. EZZIANE[2], R. ESSELAMI, F. MERZOUG, F.Setti
[1]*LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI CHLEF, ALGERIE.*
E.MAIL : zahiadidou@yahoo.fr
[2]*LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI CHLEF, ALGERIE.*
E.MAIL : ezzianek@yahoo.fr

Thème n°09

Résumé: *L'emploi de certains adjuvants organiques dans la confection du mortier et du béton engendre une modification de certaines propriétés à savoir l'ouvrabilité, les résistances mécaniques et la durabilité. Deux superplastifiants ont été utilisés ; le premier à base de résine mélamine (PMS) et un second à base de polycarboxylate (PC). Ils ont été incorporés à différents dosages dans un mortier normalisé à base de ciment au calcaire. Le but de ce travail est d'analyser la variation des propriétés calorimétriques et mécaniques de ce mortier. Ceci permettra de sélectionner le produit le plus compatible et le plus apte à être utilisé selon les climats du pays et selon le type de ciment employé. Le PMS n'a aucun effet sur la cinétique d'hydratation et entraîne une chute de résistance cependant le PC retarde l'hydratation et améliore significativement la résistance mécanique comparée au ciment témoin.*

Mots- clés: *ciment, calcaire, hydratation, ouvrabilité, résistance, superplastifiants.*

1. INTRODUCTION

L'utilisation des adjuvants dans l'industrie moderne est devenue une nécessité pour l'obtention des propriétés désirées, cependant l'incorporation des superplastifiants au béton peut modifier la cinétique d'hydratation et favoriser le dégagement de chaleur. Ceci peut engendrer une fissuration de la pâte et conduire à une dégradation de sa durabilité. Ces polymères affectent l'interface entre la surface des particules et la solution interstitielle et influencent les propriétés physiques telles que la viscosité et le taux de cisaillement de la pâte. L'effet de dispersion des superplastifiants est lié à l'adsorption qui dépend de plusieurs facteurs tels que la quantité des C_3A et les alcalins dans le clincker, la finesse du ciment ainsi que le type et le dosage de sulfate de calcium utilisé pour régulariser la prise [1,2]. La présence des superplastifiants dans un mortier de ciment influence le flux de chaleur et le degré d'hydratation ainsi que la quantité des produits d'hydratation formés [3]. Pour d'autres, l'augmentation du dosage en mélamine de 1% à 2% dans le ciment portland ordinaire fait augmenter la température et prolonge la période dormante sans retarder le pic exothermique, et améliore la résistance mécanique du mortier lorsqu'il est utilisé à des faibles concentrations (<1%) [4]. Puertas et al. [1] ont affirmé que l'utilisation de superplastifiant à base de polycarboxylate à des faibles concentrations améliore la résistance à la compression en diminuant la porosité de la pâte. Ils ont remarqué que l'apparition des pics est retardée avec une magnitude qui augmente avec le dosage en polycarboxylate.

L'objectif de ce travail est d'analyser l'effet du dosage de deux types de superplastifiants sur le comportement calorimétrique et mécanique d'un mortier à base d'un ciment au calcaire.

2. ETUDE EXPERIMENTALE

2.1. Matériaux utilisés

Le ciment utilisé dans ce travail est un ciment portland composé (CEM II/42.5) contenant (5.1%) de C_3A et 12% de calcaire. Ce ciment est utilisé pour confectionner un mortier à base d'un sable normalisé conforme à la norme NF P 15-403 [5]. Deux types de superplastifiants ont été utilisés, fournis par l'entreprise GRANITEX; le premier à base de résine mélamine commercialisé sous le nom MEDAPLAST 40 noté PMS et le second est un polymère à base de polycarboxylate noté PC et commercialisé sous le nom de MEDAFLOW 30. Ces superplastifiants sont dilués dans l'eau de gâchage et incorporés dans la composition du mortier avec différents dosages.

2.2. Matériels utilisés

Une table à choc a été choisie pour déterminer l'étalement des mortiers destinés à la confection des éprouvettes de compression. Un calorimètre semi-adiabatique appelé aussi calorimètre de langavant a été utilisé pour mesurer la chaleur d'hydratation des mortiers confectionnés. La bouteille de mesure est équipée d'un thermocouple relié à une chaine d'acquisition liée à un ordinateur. Une presse mécanique est utilisée pour écraser les demis prismes des éprouvettes prismatiques 4x4x16 cm. Ces éprouvettes ont été confectionnées, démoulées après 24 heures et conservées sous l'eau jusqu'au jour de l'écrasement.

2.3. Confection des mortiers

Les mélanges destinés à mesurer l'ouvrabilité, la chaleur d'hydratation et la résistance mécanique sont confectionnés sous une température constante de 20°C avec différentes teneurs en superplastifiant. En soustrayant la quantité d'eau contenue dans le superplastifiant de la quantité d'eau de gâchage pour chaque dosage utilisé (Tableau 1).

Tableau 1. *Compositions des échantillons de mortier.*

L'essai	E/C	Ciment (g)	Sable (g)	Eau (g)	Superplastifiant (%)	
					PMS (g)	PC (g)
Ouvrabilité	0.5	450	1350	225	0, 0.6, 1, 1.5%	0, 0.6, 1, 1.5%
Chaleur d'hydratation	0.5	360	1080	180	0, 0.6, 0.8, 1, 1.2, 1.5 %	0, 0.6, 0.8, 1, 1.2, 1.5 %
Résistance mécanique	0.5	450	1350	225	0, 0.6, 1, 1.5%	0, 0.6, 1, 1.5%

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Ouvrabilité

De la figure 1, il est clair que l'ajout d'un superplastifiant augmente la fluidité du mortier à tous les dosages utilisés. Pour le PMS, une valeur optimale de la fluidité est constatée pour un dosage de 1% et qui diminue de 148% à 138% une fois ce dosage est dépassé. Ce résultat montre une légère perte d'efficacité du PMS à des teneures élevées. D'autre part le mortier adjuvanté par le Polycarboxylate (PC) possède une très grande ouvrabilité qui atteint 146% juste avec un dosage de 0.6%. Pour des dosages supérieurs, l'ouvrabilité reste significative et non mesurable par la table à choc avec un étalement qui dépasse 150%. Ceci indique la compatibilité du polycarboxylate avec ce type de ciment.
En effet, certains travaux [6] ont prouvé, à partir de l'analyse d'eau interstitielle, que les ciments riches en C_3A consomment un grand nombre des polymères supplémentaires de superplastifiant dans les premières minutes d'hydratation. La perte d'efficacité du PMS constatée à des teneures élevées pour le ciment utilisé est due probablement à la forte teneur en C_3A (5.1%) qui le rend non compatible. D'autre part la présence du calcaire (12 %) dans le ciment contribue à l'accélération de l'hydratation de l'aluminate tricalcique ainsi que la formation de l'éttringite accompagné par une baisse de fluidité. D'autres études faites sur le calcaire indiquent que les ciments composés nécessitent plus de superplastifiant pour obtenir un étalement donné [7]. Contrairement à l'autre type (PC) qui confère une ouvrabilité acceptable au mortier à des dosages modérés. Son efficacité peut être attribuée à sa nature chimique et la longueur de chaînes moléculaires qui permettent d'assurer une bonne dispersion. D'autres part, Zingg et al. [8] ont prouvé que des superplastifiants constitués de polymère avec de courtes chaînes moléculaires et de masse moléculaire élevée ont des possibilités de dispersion plus élevée. Ainsi Shin et al. [9] ont affirmé que les polycarboxylates retardent la réaction d'hydratation lorsque la longueur de chaîne diminue et la masse moléculaire augmente.

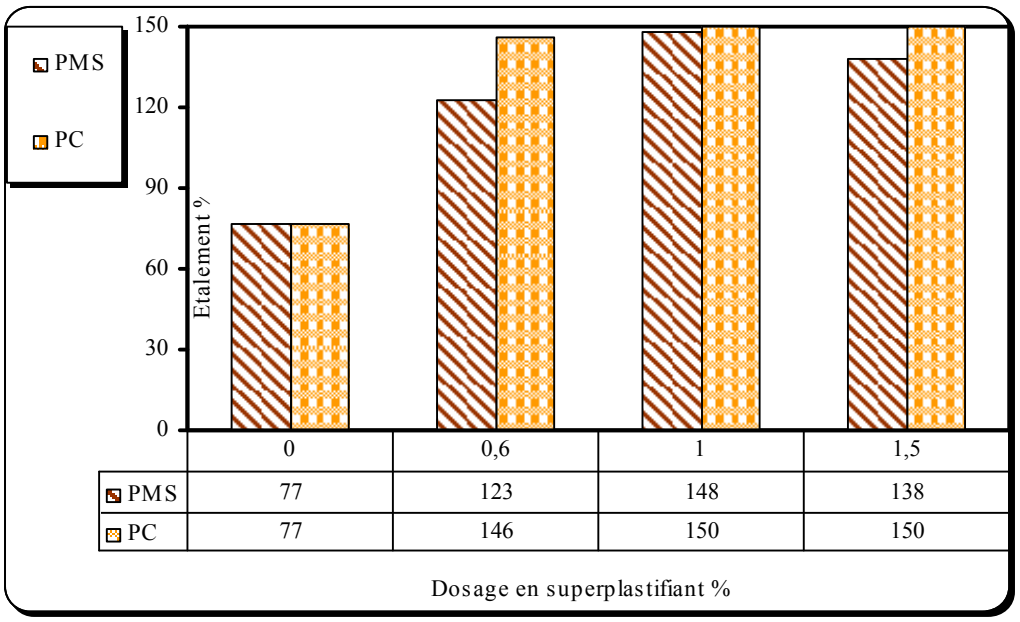


Figure1. *Influence du dosage en PMS et PC sur l'étalement d'un mortier de ciment composé au calcaire.*

3.2. Chaleur d'hydratation et flux de chaleur

L'ajout de la résine mélamine PMS à différents dosages au mortier de ciment augmente la quantité de chaleur dégagée aux premières heures d'hydratation (0 à 12 heures), et jusqu'à 5 jour , comparée au ciment témoin. Cette chaleur est plus significative pour les faibles concentrations (figure 2). Après cinq jours d'hydratation, la chaleur enregistrée est de 242, 281, 280, 277, 274 et 247 J/g respectivement pour le mortier témoin et ceux contenant 0.6, 0.8, 1, 1.2 et 1.5% de PMS. Ceci confirme l'efficacité de cet adjuvant même à des dosages excessifs. Les courbes de flux thermique sont presque superposées et ne diffèrent que par leurs amplitudes (figure 2). L'apparition du pic principal est observé à 5.75 h pour le mortier témoin avec une magnitude de 26,68 J/g/h cette valeur diminue progressivement en augmentant le dosage en PMS, tout en gardant la même cinétique que celle d'un mortier non adjuvanté. De ceci, on peut conclure que le PMS n'a pas d'effet sur la prise ni sur la cinétique d'hydratation, ce qui s'aligne aux travaux de recherche de Brandstetr et al. [4], où l'augmentation du dosage en mélamine de 1% à 2% dans le ciment portland ordinaire induit une extension graduelle de la période dormante sans retarder le pic exothermique.

De la figure 3, il est observé que dés le contact avec l'eau de gâchage, les mortiers adjuvantés par un faible dosage en PC génèrent plus de chaleur. Après 4 heures d'hydratation et jusqu'à 8 heures, un ralentissement de l'hydratation est constaté, accompagné par une diminution de la chaleur dégagée. Au-delà de 24 heures d'hydratation de tous les échantillons adjuvantés produisent une chaleur supérieure à celle de l'échantillon de référence. Après cinq jour, la quantité de chaleur passe respectivement de 242.5 j/g pour le mortier témoin à 265.4, 259.02, 251.09, 250.27, 250.15 j/g pour un dosage de 0.6, 0.8, 1, 1.2 et 1.5 % de PC. De plus, l'apparition des pics des flux thermiques est retardée avec une magnitude qui augmente en augmentant le dosage en polycarboxylate jusqu'à 50 j/g/h à 8.25h pour 1.5% de PC. Ce résultat est compatible avec les travaux de plusieurs chercheurs [1] où Shin et al. [9] ont affirmé que les polycarboxylates retardent l'hydratation initiale du ciment. De même, Zingg et al. [8] ont conclu que le flux de chaleur est plus retardé et que la période dormante est plus prolongée en présence d'un polycarboxylate de courte chaîne moléculaire et de densité élevée.

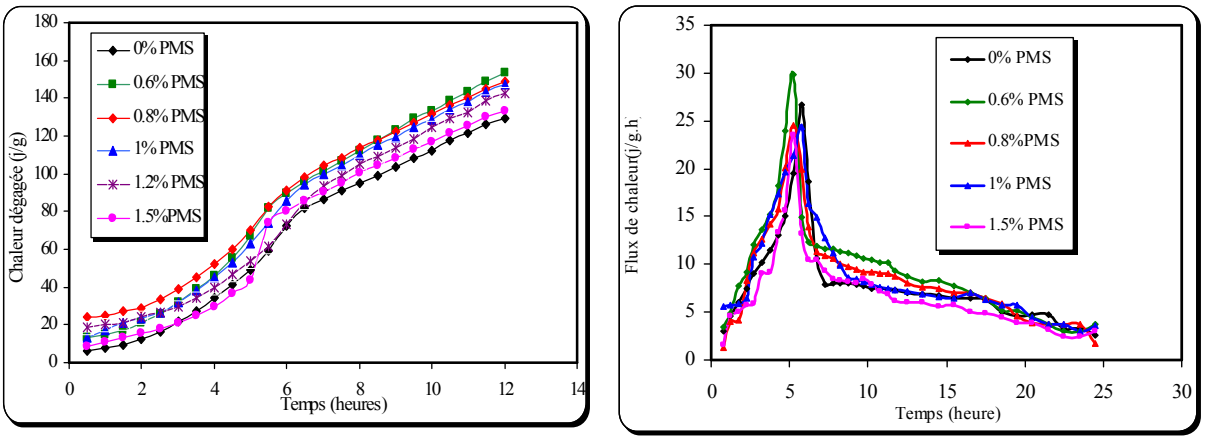


Figure 2. *Influence du dosage en PMS sur la chaleur d'hydratation et le flux thermique d'un mortier de ciment au calcaire.*

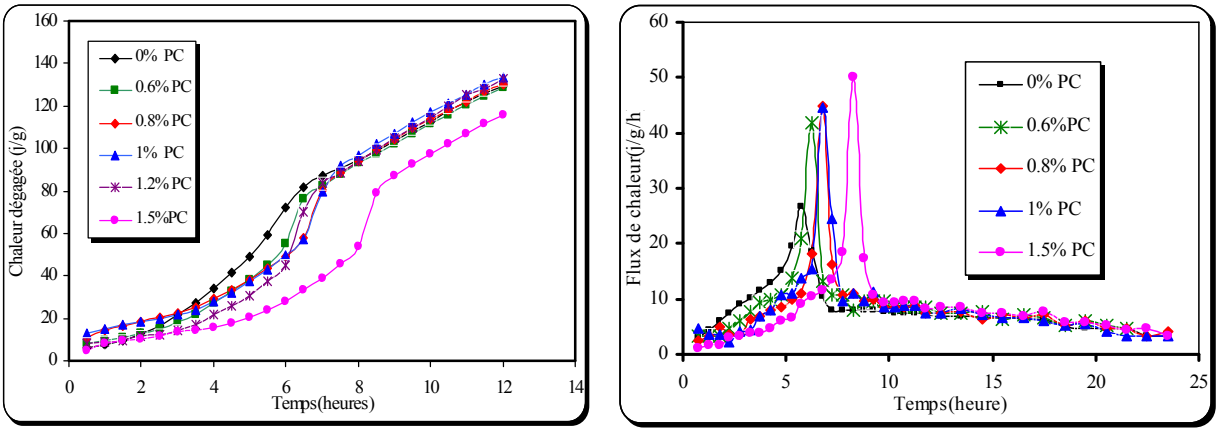


Figure 3. *Influence du dosage en PC sur la chaleur d'hydratation et sur le flux thermique d'un mortier de ciment au calcaire***.**

3.3. Résistance mécanique

De la figure 4. On remarque que les valeurs des résistances à la compression enregistrées pour les mortiers adjuvantés par 0.6% et 1% de PMS s'approchent de celles données par le ciment témoin à tous les ages et tendent à s'améliorer à long terme. A 90 jours, la résistance du mortier diminue de 44.7 MPa, enregistrée pour le mortier témoin, à 43.2, 41.9 et 35.2 MPa en ajoutant respectivement 0.6, 1 et 1.5 % de PMS. Ceci peut avoir une relation directe avec l'ouvrabilité maximale obtenue pour 1% de SP1. Ceci coïncide avec les conclusions de Brandstetr et al. [4] qui ont déclaré que l'efficacité du superplastifiant à base de résine mélamine est observée à des faibles concentrations (<1%) où une résistance maximale est obtenue juste avec un dosage de 0.5% pour un mortier de ciment adjuvanté testé à 1, 15 et 28 jours.

L'incorporation du polycarboxylate (PC) au mortier de ciment améliore l'ouvrabilité de ce dernier tout en améliorant sa résistance à la compression au jeune âge et à long terme (figure 5). A 90 jours la résistance du mortier passe de 44.7 à 47.3, 48.7 et 53.1 MPa en ajoutant respectivement 0.6, 1 et 1.5 % de PC. Ce qui montre une meilleure compatibilité du Médaflow (PC) avec ce type de ciment. Ceci est conforme aux résultats de Puertas et al. [1] qui ont affirmé que l'utilisation de superplastifiant à base de polycarboxylate à des faibles concentrations améliore la résistance à la compression en diminuant la porosité de la pâte. Cette résistance peut atteindre des valeurs supérieures à celles obtenues pour un mortier sans adjuvant.

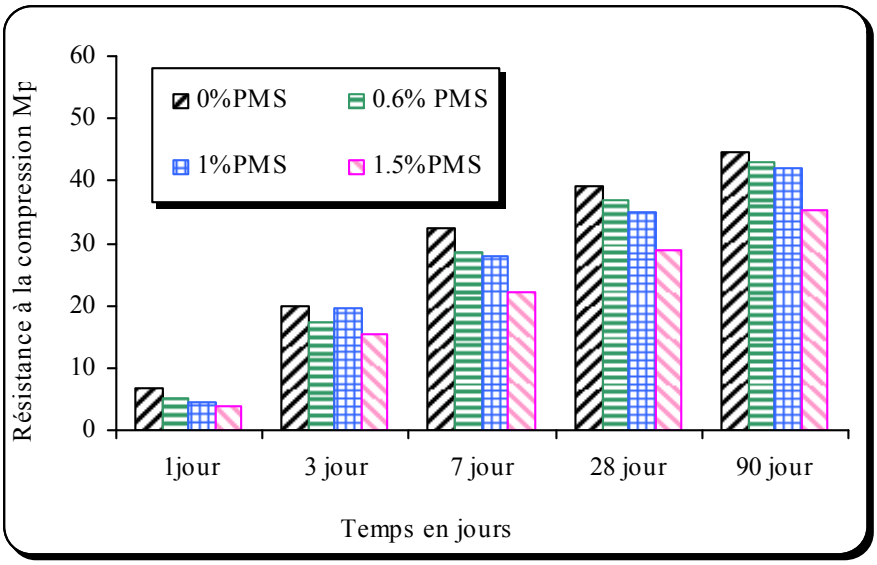


Figure 4. *Evolution de la résistance à la compression d'un mortier de ciment en fonction du dosage en PMS.*

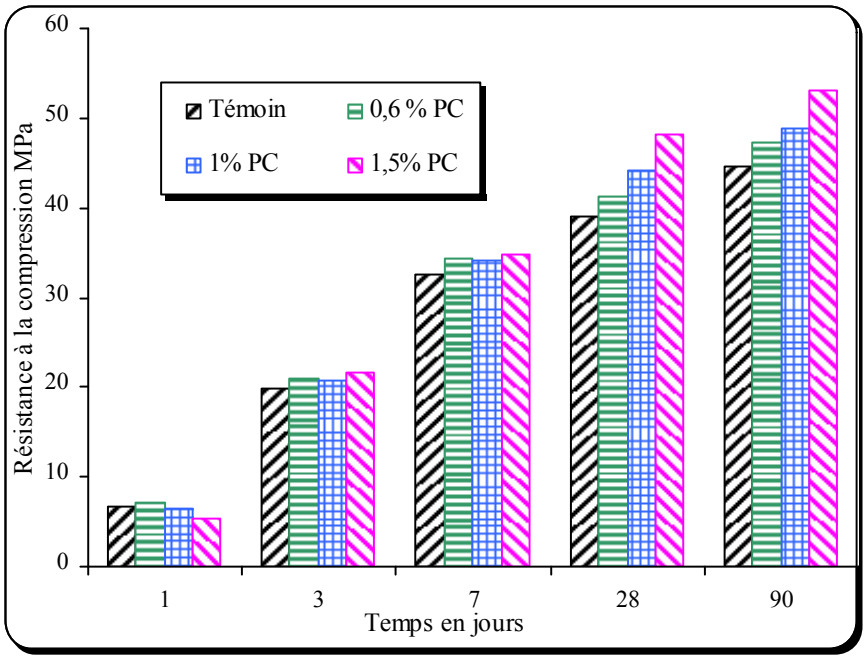


Figure 5. *Evolution de la résistance à la compression d'un mortier de ciment en fonction du dosage en PC.*

4. CONCLUSION

Il est évident que le type et la composition de l'adjuvant, et même son mode d'action, influent fortement sur son efficacité et sur son dosage de saturation [10]. Comme on peut remarquer que la fluidité de PC est plus importante que celle de PMS quelque soit le dosage utilisé. Les essais effectués sur les échantillons adjuvantés en Médaplast (PMS) et Médaflow (PC) ont permis de tirer les conclusions suivantes:

• En utilisant un ciment Portland composé au calcaire, une bonne ouvrabilité est obtenue, avec un dosage approprié de 1% en Médaplast (PMS). Tandis que le Médaflow (PC) est plus performant pour améliorer la fluidité de la pâte à tous les dosages utilisés.

• En ajoutant du superplastifiant au mortier la chaleur finale augmente due à la dispersion des grains et à la disponibilité de l'eau libérée par leurs défloculation. Pour un dosage de 0.6%, la chaleur finale prend sa valeur optimale pour tous les superplastifiants utilisés. Elle augmente de 242.46 J/g pour un mortier témoin à 280.95 et 265.4 respectivement pour 0.6% de PMS et PC. Les dosages élevés retardent le contact des grains de ciment

avec l'eau de gâchage et engendrent une diminution de la chaleur finale dégagée. Le PMS à base de résine mélamine parait le plus actif avec sa présence le ciment libère plus de chaleur. Le PC à base de polycarboxylate garde une chaleur presque constante au-delà de 0.6%, son effet sur la chaleur finale dégagée semble marginale dans cette plage de dosage.

- Tous les dosages utilisés en PMS diminuent le flux de chaleur comparé au mortier témoin sans modifier le temps de son apparition. Le PMS n'a pas d'effet sur la prise ni sur la cinétique d'hydratation.

- Le Polycarboxylate (PC) retarde l'hydratation initiale du ciment, augmente le flux de chaleur et prolonge la période dormante en augmentant le dosage.

- En ce qui concerne la résistance à la compression, l'ajout du Médaplast (PMS) à des faibles dosages (0.6%) améliore la résistance à la compression mais qui reste toujours inférieure à celle du mortier témoin. Cependant l'incorporation du Médaflow (PC) augmente considérablement cette résistance qui peut atteindre des valeurs supérieures à celle du mortier de référence.

Bibliographie

[1] Puertas F., Santos H., Palacios M., Martınez-Ramırez S. (2005), Polycarboxylate superplasticiser admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behaviour in cement pastes, Advances in Cement Research, vol 17, pp. 77–89.

[2] Bjornstrom J., Chandra S. (2003), Effect of superplasticizers on the rheological properties of cements , Materials and Structures / Matériaux et Constructions,vol 36, pp. 685-692.

[3] Knapen E., Gemert Van D. (2009), Cement hydration and microstructure formation in the presence of water-soluble polymers, cement and concrete research, vol 39, pp.6-13.

[4] Brandstetr J., Polcer J., Kratky J., Holesinsky R.,avlica J. (2001), Possibilities of use of isoperibolic calorimetry for assessing the hydration behavior of cementitious systems, Cement and Concrete Research, vol 31, pp.941-947.

[5] NF P 15-403, Sable normal, mortier normal, AFNOR, Paris, 1996.

[6] Plank J., Hirsch C., Impact of zeta potential of early cement hydration phases on superplasticier adsorption, Cement and Concrete Research, Vol 37, pp. 537-542 (2007).

[7] Khayat K.H., Yahia A. (1997), Effect of welan gum-high-range water reducer, Combination on Rheology of Cement Grouts, ACI Materials Journal, pp.365-372.

[8] Zingg A., Winnefeld F., Holzer L., Pakusch J., Becker Stefan F. R., Gauckler L. (2009, Interaction of polycarboxylate-based superplasticizers with cements containing different C3A amounts, Cement and Concrete Composites, vol 31,pp.153-162.

[9] Shin J.Y.; Hong J.S.; Suh J.K.; Young-Seak L. (2008), Effects of polycarboxylate-type superplasticizer on fluidity and hydration behaviour of cement paste, Korean J. Chem. Eng., vol 25,n° 6, pp.1553-1561.

[10] Hallal A., Kadri E.H., Ezziane K., Kadri A., Khelafi H. (2010), Combined effect of mineral admixtures with superplasticizers on the fluidity of the blended cement paste, Construction and Building Materials, vol 24, pp. 1418–1423.

L'INFLUENCE SISMIQUE ET ÉNERGÉTIQUE DU JOINT EN POLYSTYRENE DANS LES CONSTRUCTIONS EN ALGÉRIE

DJABBAR BADIAA[1] , MAADEN Hafsa[2], BOUALLA Nabila[3], BOUDRAA Haféda[4]

[3,4]LABORATOIRE MATÉRIAUX, SOL ET THERMIQUE / DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL / UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE D'ORAN U.S.T.O. M.B. BP. 1505 EL M'NAOUR - ORAN, ALGÉRIE.

E-MAIL : bad0579@yahoo.fr[1] hafsamad@yahoo.fr[2] nibrasnabila@yahoo.fr [3] boudrahafeda@yahoo.fr [4]

Thème N° x :3

Résumé

La construction parasismique est un domaine complexe. Il demande de prendre en compte une somme de facteurs à gérer simultanément : l'historique du lieu, le ou les types de séismes, la destination finale de l'ouvrage à projeter et à exécuter, la nature des sols, la typologie de la construction, le choix des matériaux, la partie architecturale etc.
L'entrechoquement se produit entre deux bâtiments mitoyens ou entre deux blocs d'un même bâtiment séparés par un joint sismique de trop faible largeur. Les solutions permettant de prévenir ce phénomène sont radicalement opposées.
En Algérie, l'isolant thermique le plus répondu c'est le « polystyrène », c'est un matériau léger mais rigide, doté d'une très bonne résistance mécanique et thermique. Dans ce contexte, nous allons voir dans notre étude l'influence du polystyrène dans les joints lors de l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents lors des séismes, ainsi que son efficacité dans l'isolation thermique et l'influence de son épaisseur sur la consommation énergétique en périodes estivale et hivernale.

Mots clés : *polystyrène, joint sismique et thermique, sollicitations sismiques, déplacement, rigidité, entrechoquement.*

1. INTRODUCTION

Les dommages lors du séisme, dans le cas ou nous avons une seule structure, ne sont pas aussi importants que ceux ou nous avons plusieurs structures adjacentes. Cela est dû en grande partie à l'entrechoquement.

L'entrechoquement entre les structures adjacentes se produit principalement lorsqu'on a une différence significative dans la masse, et la rigidité. Il se produit si l'espace entre les bâtiments n'est pas suffisant pour permettre la vibration libre. Chaque fois qu'un impact se produit, les bâtiments sont soumis à des forces d'impacts instantanées qui n'étaient pas prise en compte lors de la conception de la structure. Ces forces d'impacts produisent une très forte amplitude, une accélération locale de courte durée qui pourrait induire des dommages aux éléments structuraux ou aux composants mécaniques et électriques des bâtiments.

L'isolant thermique le plus utilisé dans notre pays c'est le « polystyrène », constitué de cellules fermées, remplies d'air, il est de ce fait un matériau isolant très performant léger et rigide, doté d'une très bonne résistance mécanique et thermique, le polystyrène se situ parmi les matériaux isolants les plus performants et vous permet d'abaisser votre consommation de chauffage.

2. MODELISATION DES STRUCTURES ADJACENTES A UN SEUL DEGRE DE LIBERTE :

La modélisation la plus simple pour étudier l'effet du séisme en tenant compte de l'entrechoquement entre plusieurs structures adjacentes est montrée dans la figure1.

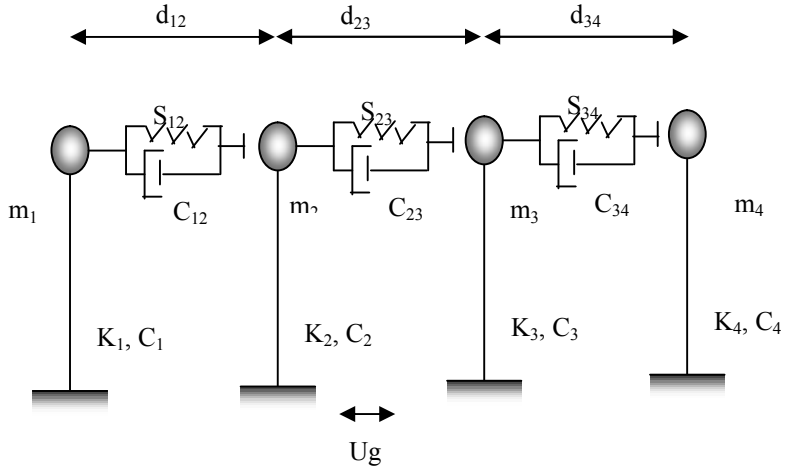


Figure 1. Modélisation de plusieurs structures adjacentes.

Où :

m_i : masse de la structure i ; K_i : rigidité de la structure i ;

C_i : amortissement de la structure i ;

S_{ij} : rigidité d'impact entre la structure i et la structure adjacente j ;

C_{ij} : amortissement d'impact entre la structure i et la structure adjacente j ;

d_{ij} : distance entre la structure i et la structure adjacente j ;

Chaque structure est modélisée comme un système à seul degré de liberté : (1.D.D.L) avec comme caractéristiques :

- Masse m_i,
- constante d'amortissement C_i,
- rigidité initiale K_i,

L'entrechoquement est simulé au moyen d'éléments d'impacts viscoélastiques linéaires (ressorts - amortisseurs) qui sont présentés entre les masses et agissent seulement quand les masses sont en contact. Ces éléments sont caractérisés par les constantes de ressort linéaires S_{ij} et les constantes d'amortisseur C_{ij}.

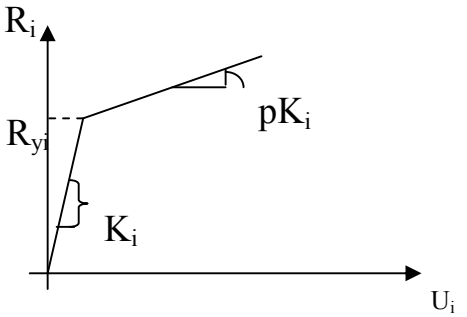


Figure 2.Force de résistance en fonction du déplacement. **[01]**

2.1 Mise En Equation Du Problème :

Dans le problème d'entrechoquement avec effet du décalage du temps, il faut utiliser un repère absolu pour le calcul du mouvement de la masse.
Nous notons par u_i le déplacement relatif de la masse i, alors la mise en équation génale de plusieurs structures adjacentes s'écrit :

$$m_i \ddot{u}_i + c_i \dot{u}_i + R_i - F_{i-1.i} + F_{i.i+1} = -m_i \ddot{U}_g \quad (2)$$

Où :

Ri est la force de résistance de la structure considérée, elle est fonction du déplacement relatif u_i de la structure. $F_{i-1.i}$ et $F_{i.i+1}$ sont les forces d'impact dues à l'entrechoquement de la masse i avec les masses i-1 et i+1 respectivement. Ces deux dernières forces ne seront pas toujours présentes dans les équations mais existerons seulement quand les masses correspondantes sont en contact. Si nous appelons :

$$\delta_i = u_i - u_{i+1} - d_{i.i+1} \quad (3)$$

où $d_{i.i+1}$ est la distance entre les systèmes i et i+1, la condition pour que les masses i et i+1 soient en contact est $\delta_i > 0$. Ainsi, les expressions pour les forces $F_{i-1.i}$ et $F_{i.i+1}$ sont : **[07]**

$$\left.\begin{array}{ll} F_{i-1.i} = 0 & \text{Pour } \delta_{i-1} \le 0 \\ F_{i-1.i} = S_{i-1.i}\delta_{i-1} + C_{i-1.i}\dot{\delta}_{i-1} & \text{Pour } \delta_{i-1} > 0 \\ F_{i.i+1} = 0 & \text{Pour } \delta_i \le 0 \\ F_{i.i+1} = S_{i.+1}\delta_i + C_{i.i+1}\dot{\delta}_i & \text{Pour } \delta_i > 0 \end{array}\right\} \quad (4)$$

Sous forme matricielle le système des équations peut alors être écrit comme suit : **[02]**

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{R\} + [S]\{U\} + \{D\} = -\ddot{u}_g\{m\} \quad (5)$$

Dans ces matrices, $c_{i.i+1}$ et $s_{i.i+1}$ sont égales à zéro si les masses m_i et m_{i+1} ne sont pas en contact, par exemple si $\delta_i \le 0$ équation (40). **[07]**

$$Ri = -K_{i-1}u_{i-1} + (K_{i-1} + K_i)u_i - K_i u_{i+1} \quad (9)$$

Où :

K_i la rigidité de la structure i ;

δ_i Distance qui sépare deux structures adjacentes lors de leur déformation. **[02]**

$$\delta_i = u_i - u_{i+1} - d_{i.i+1} \quad (10)$$

En égalisant les déperditions d'énergie pendant l'impact, l'expression résultante est : **[02]**

$$\left.\begin{aligned} C_{ij} &= 2 \cdot \xi_{ij} \sqrt{\left(S_{ij} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right)} \\ \xi_{ij} &= \frac{-\ln e}{\sqrt{\left[\pi^2 + (\ln e)^2\right]}} \end{aligned}\right\} \qquad (11)$$

Où :

S_{ij} = raideur du ressort d'impact ;
lne = logarithme naturel du coefficient de restitution « e » ;
C_{ij} = amortissement d'impact ;
ξ_{ij} = constantes d'amortissement de la structure i ou j.

3. BILAN THERMIQUE DE LA ZONE

Le bilan convectif du local s'écrit en traduisant le fait que les variations de la température d'air soient dues à la somme du flux convectif relatif à l'entrée d'air neuf des flux convectifs échangés entre les parois et l'air du local, ainsi que d'autres apports convectifs internes : **[03]**

$$\sum_{i=1}^{Ns} S_i \; h_{c.i} \left(T_{Si} - T_i \right) + \dot{m}_a \, C_a \left(T_a - T_i \right) + A_p = \rho_a \, C_a \, V \frac{dT_i}{dt} \qquad (12)$$

où :

$\dot{m}_a$: débit d'air entrant dans la zone [Kg/s]
C_a : chaleur spécifique de l'air [J Kg/K]
ρ_a : masse volumique de l'air (supposée constante) [Kg/m^3]
V : volume de zone [m^3]
A_p : apports internes convectifs [W}
T_a : température de l'air entrant dans la zone [K]

Dans le cas où une puissance convective serait fournie au local afin de maintenir la température de consigne T_c, on obtient l'écriture suivante qui permet de calculer cette puissance P_{conv}.

$$\sum_{i=1}^{Ns} S_i \; h_{c.i} \left(T_{Si} - T_c \right) + \dot{m}_a \, C_a \left(T_a - T_c \right) + A_p + P_{conv} = 0 \qquad \textbf{[03]} \qquad (13)$$

4. ETUDE PARAMETRIQUE :

4.1. Etude sismique :

Nous allons étudier le comportement des structures adjacentes sous sollicitations sismiques. Nous allons prendre comme séisme le tremblement de terre de Santa Monica, le17 Janvier 1994.

4.1.1 *Influence de la dimension du joint :*

Caractéristiques de la structure	Valeurs			
	Série01	Série02	Série03	Série04
Masse (tonnes)	36	36	36	36
Raideur (KN/m)	Poteaux (20x20) cm 18,00	Poteaux (20x20) cm 18,00	Poteaux (20x20) cm 18,00	Poteaux (20x20) cm 18,00
Amortissement ξ	5%	5%	5%	5%
Raideur du ressort d'impact	50 x rigidité la plus élevée des deux systèmes.	50 x rigidité la plus élevée des deux systèmes.	50 x rigidités la plus levée des deux systèmes.	
Coeff. De restitution	0.60	0.60	0.60	

Tableau 1. *Caractéristiques des structures considérées.* **[4]**

a) Joint sismique de 2.00cm sans polystyrène :

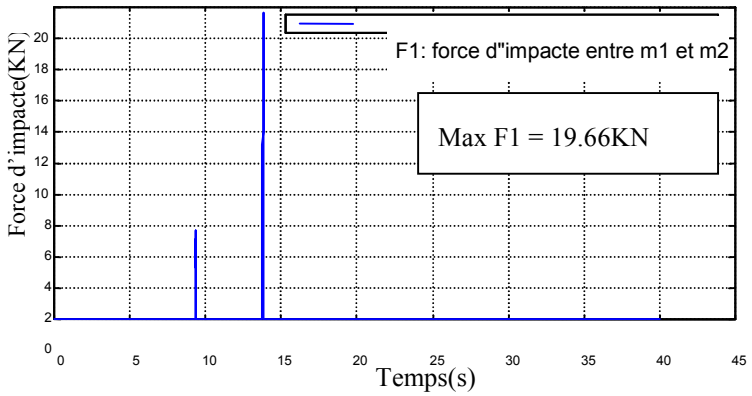


Figure 3. Evolution de la force d'impact entre la 1ère et la 2ème structure. **[4]**

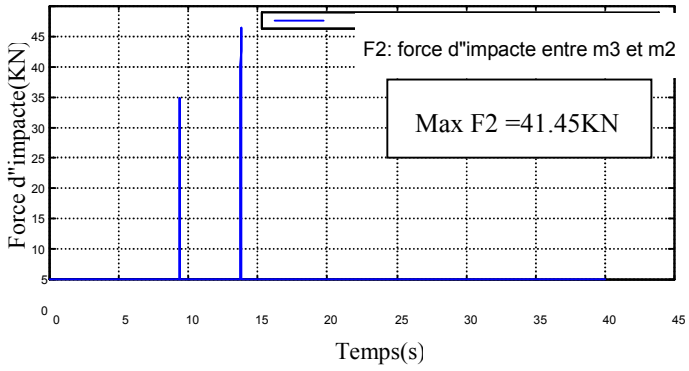


Figure 4.Evolution de la force d'impact entre la 2ème et la 3ème structure. **[4]**

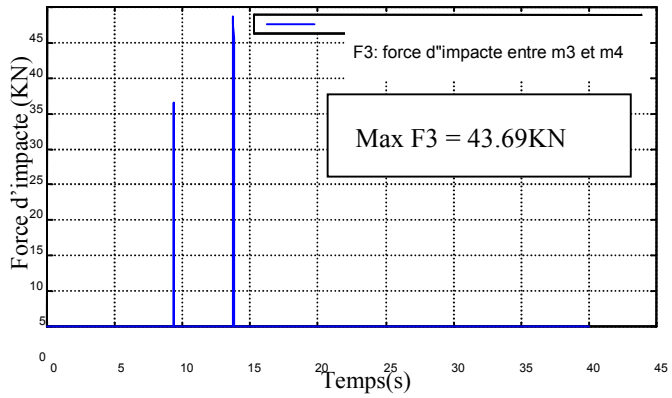


Figure 5.Evolution de la force d'impact entre la 3ème et la 4ème structure. **[4]**

La dimension du joint de 2.00cm entre les structures n'évite pas l'entrechoquement sous le séisme de Santa Monica. Les deux structures d'extrémités présentent des déplacements supérieurs aux autres, elles sont de l'ordre de 05cm selon la figure 27. L'impact est de deux chocs entre les structures, la force d'impact maximale est entre la 3ème et la 4ème structure ; là où les déplacements sont importants ; et est égale à 43.69KN selon la figure 29.

b) Joint sismique de 2.00cm rempli avec du polystyrène

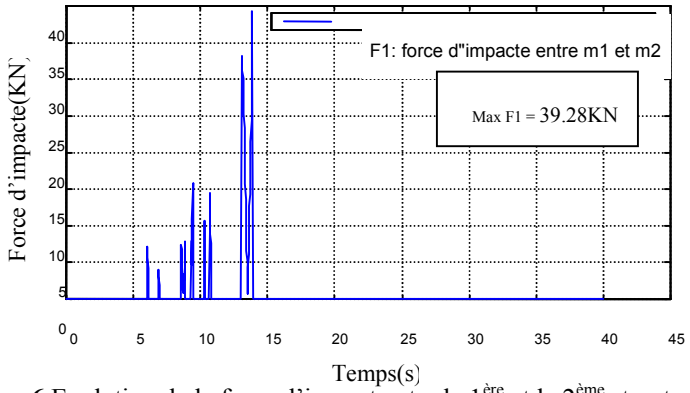


Figure 6.Evolution de la force d'impact entre la 1ère et la 2ème structure. **[4]**

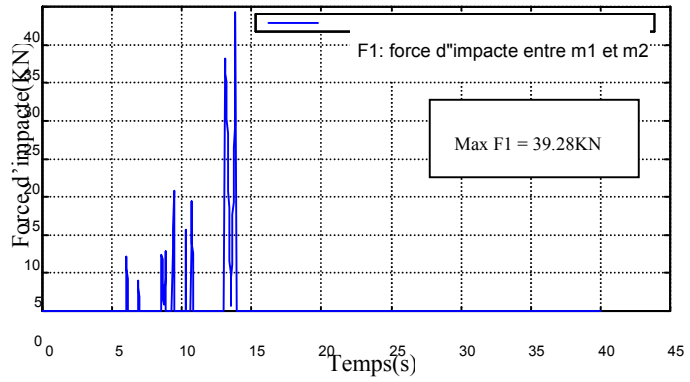


Figure 7.Evolution de la force d'impact entre la 2ème et la 3ème structure. **[4]**

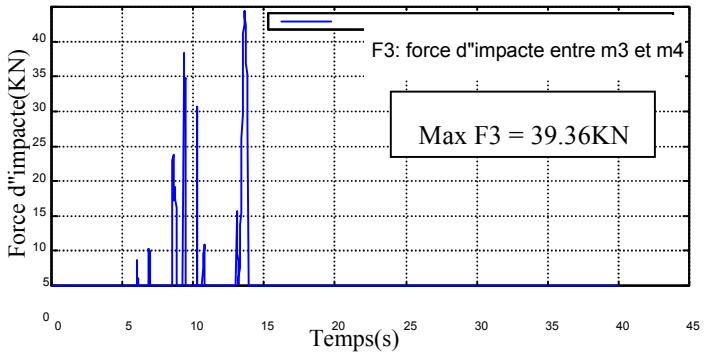


Figure 8.Evolution de la force d'impact entre la 3ème et la 4ème structure. **[4]**

4.2. Etude thermique :

4.2.1 *Description du local étudié :*

La structure étudiée est un monozone dont la structure est composée de poteaux/poutres. L'enveloppe est constituée (tableau 4.3) comme suit :

- les murs extérieurs sont des parois doubles en briques creuses avec lame d'air ;
- la toiture est une dalle à corps ceux ;
- le plancher bas sur terre plein est une dalle en béton
- le fenêtrage est à simple vitrage d'une épaisseur de 4 mm, d'une conductance hors résistances superficielles égale à 5 W/m^2 K et de facteur solaire égal à 0.85 avec un cadre en bois ; le rapport de la surface vitrée à la surface habitable est de 1/5.
- La lame d'air est de 0.044 h m^2 °C/ kJ de résistance.

Paroi	Matériau	λ (W/m °C)	ρ (Kg/m^3)	Cp (KJ/Kg °C)	e (cm)
Murs extérieurs	Enduit ciment	1.15	1800	1.00	1.0
	Briques	0.5	1100	0.92	10
	Lame d'air	/	/	/	/
	Brique	0.5	1100	0.92	10
	Enduit ciment	1.15	1800	1.00	1.0
Plancher bas	Béton	1.75	2300	0.92	10
Plancher haut	Etanchéité supérieure	0.04	200	0.67	3.0
	Dalle de compression	1.75	2300	0.92	4.0
	Corps creux en ciment	1.14	1850	0.92	16
	Enduit en ciment	1.15	1800	1.00	1.5

Tableau 2.*Constitution et caractéristiques thermiques de l'enveloppe du local étudié* [3]

Les simulations ont été conduites comme suit :

- le chauffage est mis en route lorsque la température intérieure passe en dessous de 18°C ;
- en période d'été le climatiseur est mis en route lorsque la température intérieure est supérieure à 25°C ;
- l'infiltration est fixée à 0.5 volume par heure ;
- les gains internes ont été introduits pour correspondre à un taux d'occupation égal à 2 personnes assises, un micro ordinateur avec moniteur couleur (230W) et un éclairage artificiel (10 W/m^2).

4.2.3 *L'influence de l'épaisseur de l'isolant*

L'épaisseur de l'isolant a certainement un rôle non négligeable sur les performances thermiques du local. Pour la même constitution de l'enveloppe, on a considéré trois valeurs différentes de l'épaisseur de l'isolant. On a constaté à partir de la figure 9 le raccourcissement de la période de chauffage pour une épaisseur d'isolant égale à 8 cm, elle s'étale sur 4 mois (décembre-mars) par rapport aux deux autres épaisseurs (2 et 4 cm) dont la durée de chauffage est allongée de deux mois de plus (novembre-avril).
La figure 10 montre que l'augmentation de l'épaisseur de l'isolant entraîne une réduction des besoins de chauffage, donc une décroissance des pertes. La diminution des besoins est de l'ordre de 22% en passant de 2 à 4cm d'isolant, de 6% en passant de 4 à 8 cm et de 28% si on passe de 2 à 8 cm. On note qu'en arrivant à un certain niveau d'épaisseur, l'écart des besoins est peu considérable.

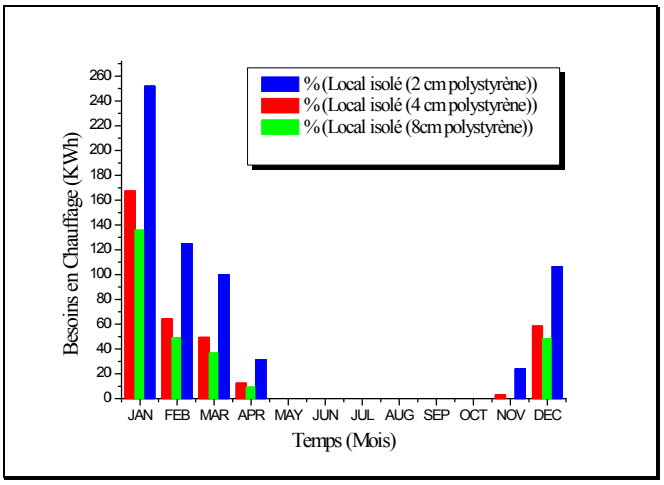


Figure 9. L'influence de l'épaisseur de l'isolant sur les besoins mensuels de chauffage (Oran. 1996) **[5]**

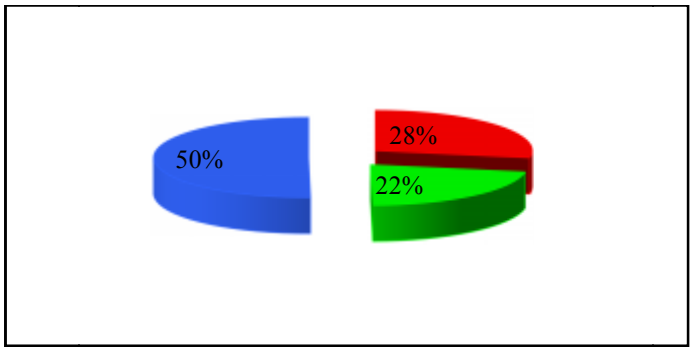


Figure 10. L'influence de l'épaisseur de l'isolant sur les besoins annuels de chauffage (Oran. 1996) **[5]**

Les figures 10 et 11 représentent la répartition des besoins en rafraîchissement pour les différentes épaisseurs citées ci-dessus (2, 4 et 8 cm). On constate que la période de rafraîchissement est assez courte par rapport à la période de chauffage, elle est pratiquement la même pour les trois variantes et l'écart des besoins n'est pas aussi important que pour le chauffage, il est de l'ordre de 4% quand on passe de 2 à 4cm, de 3% si on augmente l'épaisseur de 4 à 8% et de 7% si on passe de 2 à 8cm.

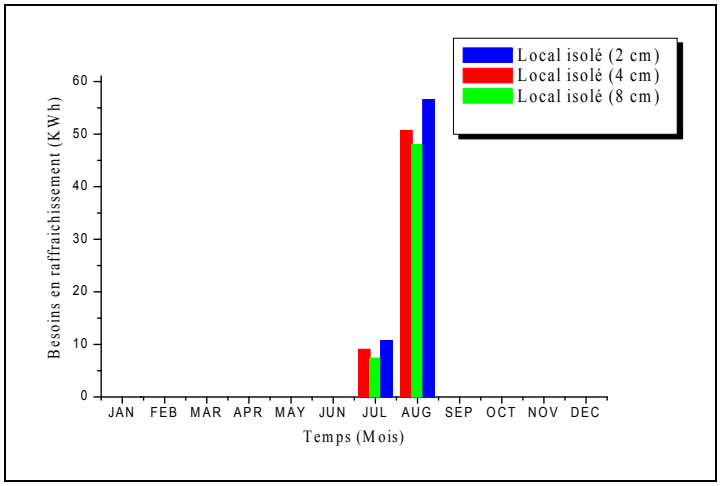


Figure 11. L'influence de l'épaisseur de l'isolant sur les besoins mensuels de rafraîchissement *(Oran. 1996)* **[5]**

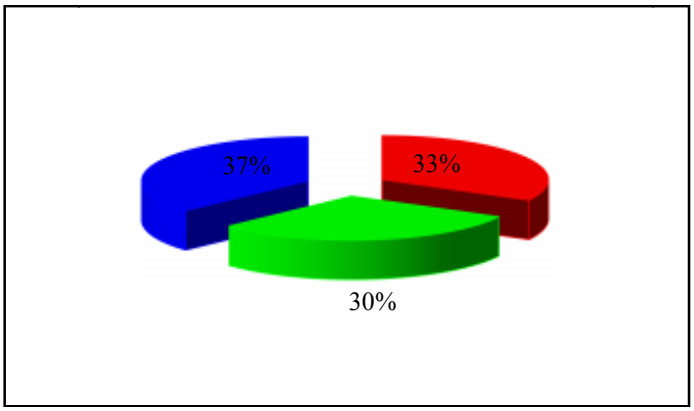


Figure 12. L'influence de l'épaisseur de l'isolant sur les besoins annuels de rafraîchissement (Oran. 1996) **[5]**

Remarque : les simulations pour les besoins en chauffage et rafraichissement, on a utilisé le logiciel TRNSYS 15 [**6]**

5. CONCLUSION

En remplissant le vide de 2cm avec du polystyrène, le comportement des quatre structures change complètement d'une manière catastrophique, car les déplacements lors du mouvement augmentent. On remarque aussi l'amplification importante de la force d'impact et du nombre de chocs entre les structures, selon les figures 06, 07, et 08 la force d'impact maximal est de valeur 45.53KN entre la 2ème et la 3ème structure.
Le nombre d'impact passe de 2 chocs entre les structures (figure 03) à 9 chocs (figure06). La présence du polystyrène dans le joint amplifie les déplacements, accélérations et force d'impacts. Une bonne isolation ne ferait qu'accentuer les performances thermiques du bâtiment. On a constaté que le fait de passer d'une certaine épaisseur à une autre plus importante engendrerait une économie d'énergie appréciable, mais à un certain seuil d'épaisseur la différence est insignifiante. Autant choisir une épaisseur optimale dont le prix de revient est un peu plus élevé, mais sa répercussion sur l'économie des besoins à long terme est considérable.

Bibliographie

[1]André Filiatrault, Mario Cervantes, Bryan Folz, Helmut Prion. Pounding of buildings during earthquakes: a Canadian perspective 1993.
[2]Stavros A. Anagnostopoulos. Pounding of buildings in series during earthquakes. Eathquake engineering and structural dynamics 1988.
[3]Maaden hafsa mémoire de magistère, université des sciences et des technologies MB d'Oran, Efficacité énergétique des murs rideaux dans les constructions2006.
[4]Djabbar badiaa, mémoire de magistère, université des sciences et de technologie d'Oran MB 2005.
[5]Annabi Mohamed, mémoire de magistère, université des sciences et de technologie d'Oran MB, calcul des besoins énergétiques d'un bâtiment dans le contexte maghrebin 2005.
[6]« TRNSYS v.15, a transient system simulation program ». Solar Energy Laboratory, Unversity of ,Wisconsin-Madison, WI, 1998

EFFET DU RAPPORT E/C SUR L'EVOLUTION DE L'HYDRATATION DES PATES DE CIMENT DURCISSANTES

MERZOUG FATIHA[1], EZZIANE KARIM [2]

[1] *Laboratoire Géomatériaux, Université Hassiba benbouali Chlef, Algérie (fatiha.merzoug1@gmail.com)*

[2] *Laboratoire Géomatériaux, Université Hassiba benbouali Chlef, Algérie*

RÉSUMÉ :

Le béton est un matériau évolutif dont le comportement est intimement lié à l'évolution des propriétés de la pâte de ciment. Le développement de ces propriétés résulte de l'hydratation du liant et est notamment conditionné par la composition initiale du ciment et par la quantité d'eau de gâchage apportée. Ce travail consiste à étudier l'effet de rapport E/C sur l'évolution de l'hydratation des pâtes de ciment en utilisant une calorimétrie semi-adiabatique. Des tests de résistance en compression ont été effectués afin d'évaluer le comportement mécanique en variant le rapport E/C de 0.30, 0.35, 0.40 à 0.45. Les résultats trouvés ont montés qu'une augmentation de 15% de la quantité d'eau de gâchage augmente la chaleur libérée de 143.6 et 240.3 J/g e, et entraîne une diminution de la résistance presque de moitié. En fonction de E/C, la chaleur d'hydratation peut être estimée linéairement en fonction de la résistance à compression avec un coefficient de corrélation plus de 0.95 a été trouvé.

Mots-clés : *pâte de ciment, rapport E/C, chaleur d'hydratation, résistance mécanique*

1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau évolutif dont le comportement est intimement lié à l'évolution des propriétés de la pâte de ciment. Le développement de ces propriétés résulte de l'hydratation du liant et est notamment conditionné par la composition initiale du ciment et par la quantité d'eau de gâchage apportée. L'évolution de l'hydratation dans le temps est généralement décrite en trois voire quatre principales phases. Tout d'abord, le stade d'hydratation immédiate, dont la durée est de l'ordre d'une quinzaine de minutes. C'est le stade de dissolution des constituants du clinker au sein de l'eau de gâchage, caractérisé, au niveau thermique, par un premier pic de dégagement de chaleur. Suivie par une phase dormante qui se manifeste par un ralentissement global des processus d'hydratation. La troisième étape constitue une période de forte accélération de l'hydratation, marquée par un pic de dégagement de chaleur plus important que le premier. Les couches d'hydrates en périphérie des grains anhydres croissent et s'interpénètrent, ce qui se traduit à une échelle macroscopique par la rigidification du matériau. Au cours de cette phase d'accélération, on assiste au passage d'un comportement de suspension à un comportement solide cohésif de la pâte de ciment. Alors l'hydratation se poursuite et conduit à la croissance de la phase solide qui se manifeste par l'évolution de la porosité de la pâte et la diminution de la phase liquide dans l'espace des pores.

L'eau de gâchage est à la fois le milieu de dispersion et de dissolution du ciment et un des réactants du processus d'hydratation. La proportion d'eau de gâchage détermine la concentration ionique du mélange, pour les faibles rapports E/C, la précipitation est plus rapide et le taux d'hydratation est plus élevé dans la période initiale. Chougnet [1] a suivi le flux thermique en fonction du temps d'hydratation du ciment en utilisant la calorimétrie isotherme pour différentes valeurs de E/C, il a été constaté que lorsque la proportion de ciment est plus élevée, le pic observé est sensiblement plus fin. La pente de la phase d'accélération est identique pour les différents rapports E/C, néanmoins la phase de décélération est plus rapide pour les fractions volumiques de ciment les plus élevées. Ceci est dû à la plus faible quantité d'eau dans les capillaires quand la fraction volumique en ciment est plus élevée, puisque c'est cette eau qui est la disponible pour la dissolution et la précipitation des anhydres [2]. Puis, le rapport E/C montre un effet important d'accélération de l'hydratation de ciment. L'avancement de l'hydratation à une échéance donnée devient plus important lorsque que le rapport E/C est plus élevé. En effet à mesure que progressent les réactions, la quantité d'eau directement disponible pour l'hydratation (l'eau capillaire) diminue. Cette désaturation, plus précoce dans le cas de faibles rapports E/C, limite les processus de dissolution-précipitation des réactions d'hydratation.

2. ETUDE EXPERIMENTALE

2.1. Composition de pâtes étudiées

Les essais ont été effectués sur des pâtes de ciment confectionnées avec quatre rapports E/C (0.30, 0.35, 0.4, 0.45). Le ciment utilisé dans cette étude est le ciment de Chlef (CPJ CEM II/A 42,5R), ce ciment est un Ciment Portland composé de 10% de calcaire, sa surface spécifique est 3700 cm^2/g. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques de ce ciment sont présentées dans le tableau 1. Les pâtes de ciment sont confectionnés dans un malaxeur traditionnel d'une capacité de 5 litres suivant la norme NF EN 196-1 [3].

Tableau 2.1: *Composition chimique et minéralogique du ciment de Chlef.*

Composition chimique (%)						
CaO libre	*SiO_2*	*Al_2O_2*	*Fe_2O_3*	*CaO*	*MgO*	*SO_3*
04.56	*22.60*	*4.20*	*5.55*	*62.17*	*00.63*	*02.19*
Composition minéralogique						
Phase	*C_3S*		*C_2S*	*C_3A*		*C_4AF*
% massique	*41.8*		*33.3*	*5.1*		*10.7*

2.2. Méthode d'essai

2.2.1. Essai de résistance mécanique

La détermination des résistances mécaniques a été effectuée selon la norme NE 196-1 [3]. Les mesures se font sur des éprouvettes de pâte pure normal 4x4x16 cm démoulées à un jour et conservées dans l'eau à une température de 20°C jusqu'au moment de l'essai. Les essais mécaniques normalisés (figure 1) ont été réalisés aux échéances de 1, 3, 7, 28 de façon à observer l'évolution progressive des performances. Chaque éprouvette donne un résultat de flexion et deux de compression. Chaque résistance à la compression correspond à la moyenne de quatre mesures.





Figure 1. *Essais de résistance mécanique*

2.2.3. Essai de la chaleur d'hydratation de ciment

Cet essai a été effectué selon la norme française NF P 15-480 [4] qui décrit une méthode de mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimétrie semi-adiabatique (figure 2), dite méthode de Langavant. L'essai a pour but la mesure continue de la chaleur d'hydratation du ciment au cours des premiers jours. La quantité de chaleur s'exprime en joule par gramme de ciment. Le principe de cette méthode consiste à introduire un échantillon de

mortier fraîchement préparé, dans un calorimètre afin de déterminer, d'après l'évolution de la température, la quantité de chaleur dégagée. À une échéance donnée, la chaleur d'hydratation du ciment contenu dans l'échantillon est égale à la somme de la chaleur accumulée dans le calorimètre et de la chaleur dissipée vers le milieu ambiant pendant toute la durée de l'essai. Les éprouvettes sont conçues avec un mortier composé de trois parts de sable et une part de ciment et ayant différent rapport E/C de 0.30, 0.35, 0.40 et 0.45. Les essais se sont déroulés dans une chambre conditionnée en température fixée à 20°C et les mesures se sont programmées durant quatre jours avec des pas de mesure variables.

1 Thermomètre à résistance de platine
2 Joint
3 Bouchon isolant
4 Boîte à mortier
5 Étui pour thermomètre
6 Vase Dewar
7 Échantillon de mortier
8 Disque de caoutchouc
9 Enveloppe rigide
10 Huile



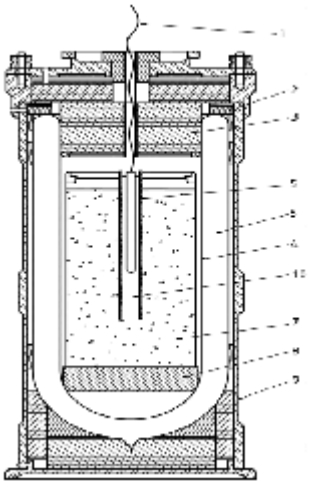


Figure 2. *Calorimètre de Langavant.*

2.2.4. Essai de retrait linéique

La déformation de retrait linéique est calculée à partir de la variation de longueur des éprouvettes prismatiques selon la norme NF P 15-433 [5]. Les mélanges de quatre différentes E/C étudiés sont coulés dans des moules prismatique 4x4x16 cm, les éprouvettes ne sont soumis à aucune vibration, ni choc, afin d'éviter la sédimentation des grains de ciment. Après un jour les éprouvettes sont démoulées et recouvertes complètement par une bande adhésive pour éviter l'échange hydrique avec le milieu extérieur. L'éprouvette à tester est disposée verticalement (figure 3) dans un bâti de mesure de déformation de retrait équipé d'un comparateur ayant une précision de 1 µm. La déformation de retrait correspond à la moyenne de deux mesures.



Figure 3. *Bâti de retrait*

3. RESULTAT ET DISCUSSION

3.2. Chaleur d'hydratation

D'après les résultats obtenus, les ciments avec différents rapports E/C présentent une évolution continue de la chaleur d'hydratation avec des valeurs rapprochées durant le premier jour. Après le premier jour, la courbe illustrée sur la figure 4, correspondant au rapport E/C 0.3 se stabilise par contre les autres continuent leurs évolutions progressivement. Les résultats présentés sur les figures 4, 5, 6 et 7 montrent un effet croissant du rapport E/C sur le dégagement de chaleur. A quatre jours, la chaleur d'hydratation dégagée est de 143, 190, 213 et 264 J/g respectivement pour un E/C de 0.30, 0.35, 0.40 et 0.45. Ceci concorde parfaitement avec les résultats de Kadri et Duval [6] qui ont trouvé une diminution de 40% de la chaleur libérée quand le rapport E/C diminue de 0.45 à 0.25. Ils ont attribué cette diminution à la réduction de la quantité d'eau interstitielle disponible pour l'hydratation. En plus, l'augmentation du rapport E/C augmente le volume capillaire qu'il faudra alors plus de temps pour que le réseau capillaire ne soit plus interconnecté [7].

En utilisant les résultats obtenus des chaleurs d'hydratation, on peut représenter le flux dégagé par un simple rapport de l'incrément de chaleur sur le pas de temps correspondant. Les figures 4, 5, 6 et 7 illustrent les résultats obtenus où il parait clairement les différentes phases de l'hydratation. Le flux de chaleur commence par une période inerte suivi d'une accélération correspondant à la période de début de prise. Un pic est atteint avec des valeurs croissantes avec l'augmentation du rapport E/C. L'apparition du pic ($2^{ième}$ pic) est accélérée en augmentant l'eau de gâchage. La valeur du deuxième pic de chaleur ainsi que son temps d'apparition sont liés au rapport E/C. Le flux de chaleur enregistré est passe de 11.43 à 14.62 J/g.h lorsqu'on augmente le rapport E/C de 0.30 à 0.45. Il a été constaté que la quantité d'eau de gâchage contribue à accélérer le dégagement de chaleur et à exhausser la valeur du flux. Ceci est en conformité avec les résultats de la littérature [6,8]. Par contre, Zhang et al. [9] ont monté que les pâtes avec le rapport E/C égal à 0.32 donne un pic inférieur à celui préparé par un faible rapport E/C de 026, ceci est attribué au faible teneur en ciment dans les pâtes avec le rapport E/C élevé.

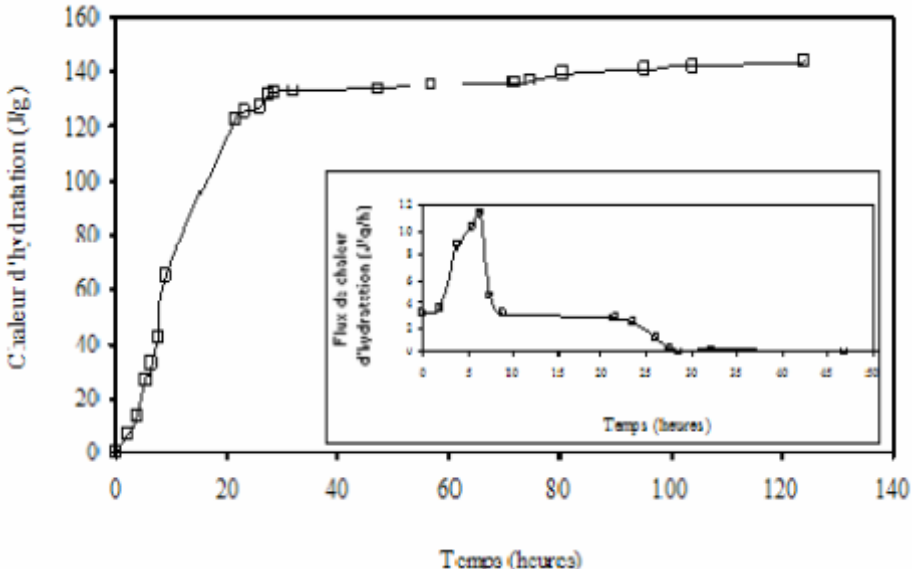


Figure 4. *Evolution de la chaleur d'hydratation et du flux de chaleur pour un rapport E/C de 0.3.*

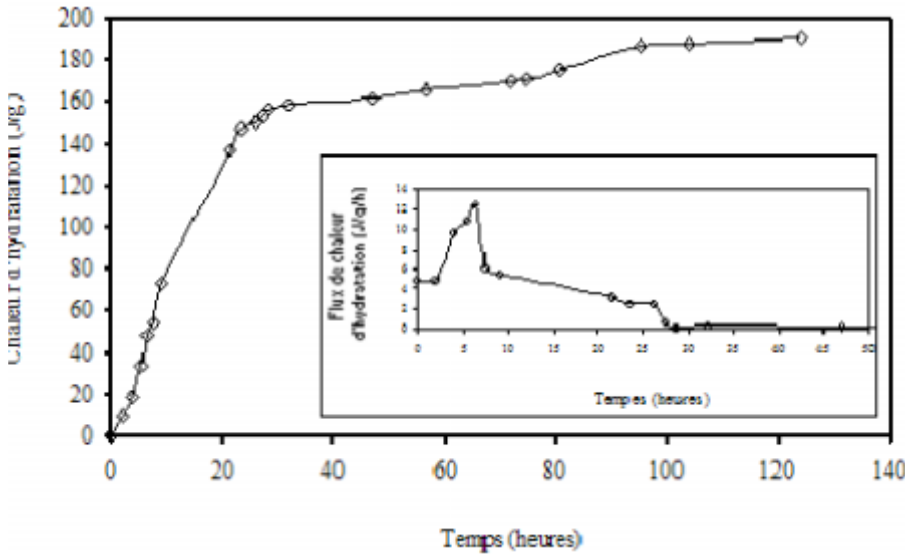


Figure 5. *Evolution de la chaleur d'hydratation et du flux de chaleur pour un rapport E/C de 0.35.*

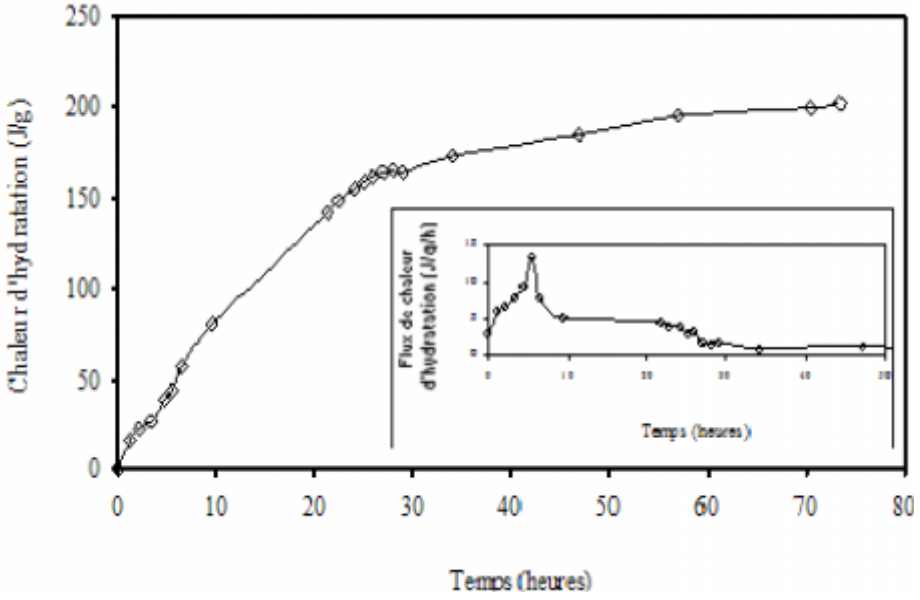


Figure 6. *Evolution de la chaleur d'hydratation et du flux de chaleur pour un rapport E/C de 0.4.*

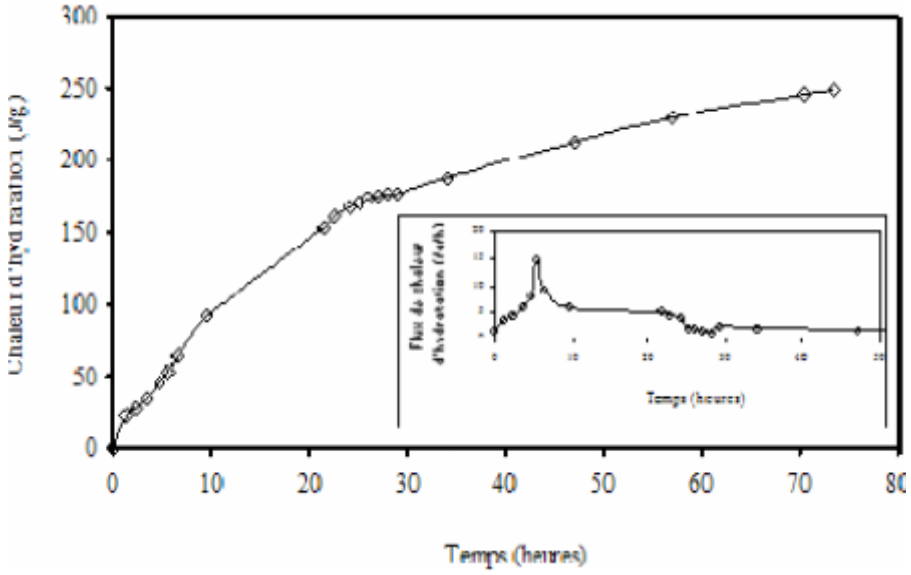


Figure 7. *Evolution de la chaleur d'hydratation et du flux de chaleur pour un rapport E/C de 0.45.*

3.4. Retrait endogène

Le retrait endogène est la conséquence directe de la consommation de l'eau des pores par l'auto-dessiccation lors de l'hydratation des échantillons d'une pâte isolée sans échange de l'humidité avec le milieu externe. La figure 8 illustre l'évolution du retrait endogène au cours du temps en fonction de la variation de E/C. Pendant les premier sept jours, le retrait endogène évolue rapidement où son augmentation est légèrement dépendante de E/C. Après dix jours, l'effet de E/C est plus significatif tel qu'on remarque que le retrait endogène augmente lorsque le rapport E/C diminue. Au cours de durcissement, le matériau devient suffisamment rigide et s'opposer à la déformation des pores capillaires ; parallèlement, les réactions d'hydratation consomment encore de l'eau capillaire. Le couplage de ces deux phénomènes donne naissance à la dépression capillaire, qui par suite provoque le retrait d'autodessiccation. L'effet du rapport E/C peut être expliqué par la chute rapide de l'humidité relative à l'intérieur du matériau pour les faibles rapports E/C, ce qui induit une dépression capillaire plus importante et par la suite un retrait d'autodessiccation plus intense [10]. Pour des rapports E/C élevés, la taille des pores est plus importante que pour des rapports E/C faibles [11,12]. Ce qui induit un retrait plus faible.

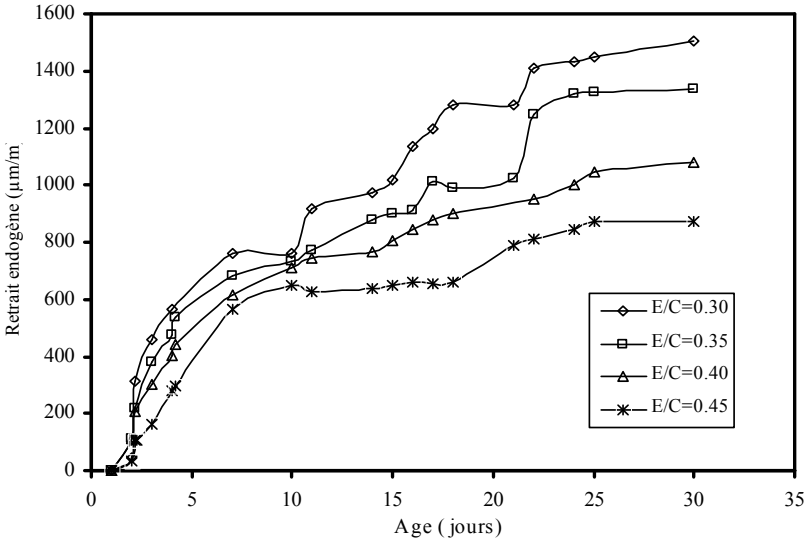


Figure 8. Evolution de retrait endogène au cours du temps.

3.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression est déterminée sur des échantillons de pâte aux divers âges de 1, 3, 7 et 28 jours. Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 9 et 10. La figure 9 montre l'effet important de l'âge sur la résistance à la compression et selon les différentes E/C étudiés. On constate que la résistance à la compression évolue progressivement durant l'âge quelque soit le rapport E/C. Pour chaque rapport E/C, la résistance à 28 jours est presque le double lorsqu'elle est comparée de celle de 3 jours. La figure 10 montre l'effet négatif de E/C sur la résistance à la compression. Pour un âge donné, plus la quantité d'eau de gâchage est importante, plus la résistance à la compression est faible, une augmentation de 15% de la quantité d'eau de gâchage entraîne une diminution de la résistance presque de moitié. Loser et Leemann [13] ont enregistré une résistance à la compression d'un béton de 69.7, 51.2 à 42.3 MPa respectivement pour un rapport E/C de 0.4, 0.5 et 0.6. Cette diminution est aussi visible dans les résultats de la flexion. De même, les travaux de Bentz et al. [14] ont pu mettre en évidence une diminution de la résistance des mortiers de 78.5 à 72.8 MPa lorsqu'on passe d'un rapport E/C de 0.35 à 0.4. Le rapport E/C exerce une grande influence sur la porosité de la pâte de ciment hydratée car il gouverne directement l'espacement initial entre les grains de ciment en suspension dans l'eau de gâchage [15. 16]. Plus le rapport E/C est faible, plus la porosité diminue. Ceci se traduit directement par une augmentation des propriétés mécaniques de la matrice cimentaire.

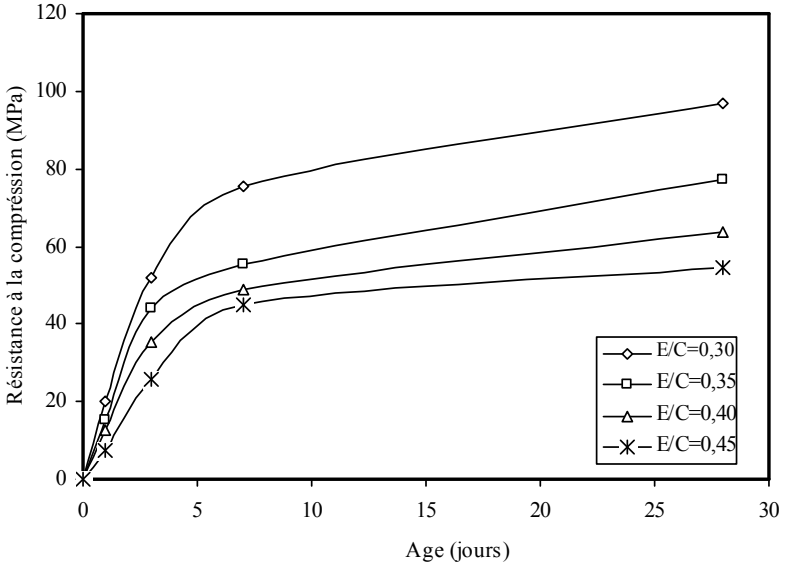


Figure 9. Evolution de la résistance à la compression.

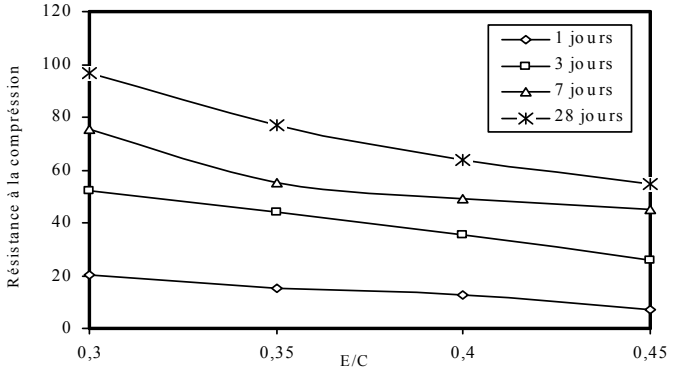


Figure 10. Influence du rapport E/C sur évolution de la résistance à la compression.

En comparant selon la variation du rapport E/C, le développement de la résistance à la compression d'une part avec les déformations de retrait endogène, et d'autre part avec la chaleur d'hydratation. La figure 11 tend à montrer qu'il existe une relation qui semble linéaire entre le retrait endogène et le développement de la résistance à la compression avec un coefficient de corrélation acceptable de 0.84. Le même résultat a été trouvé par Itim et al. [61]. De même la chaleur d'hydratation peut être exprimée sous forme d'une relation linéaire en fonction de la résistance à la compression. La figure 12 illustre clairement cette relation, où l'effet de E/C est bien visible. Une diminution de E/C enregistre une augmentation de la résistance, ainsi la chaleur d'hydratation est diminue. Pour un rapport E/C donné, l'évolution de la résistance à la compression au cours du temps est importante, contrairement à celle de la chaleur d'hydratation qui donne une évolution moins importante particulièrement pour un E/C de 0.3. D'après les résultats présentés sur la figure 13, la relation entre la chaleur d'hydratation et la résistance à la compression est représentée par une droite horizontale montrant un dégagement presque nul après le premier jour d'hydratation par contre les résistances continuent à augmenter d'une façon remarquable. Lorsque le E/C augmente cette relation est non linéaire où la chaleur d'hydratation enregistre un accroissement considérable dû une quantité d'eau abondante surtout pour un rapport E/C de 0.45.

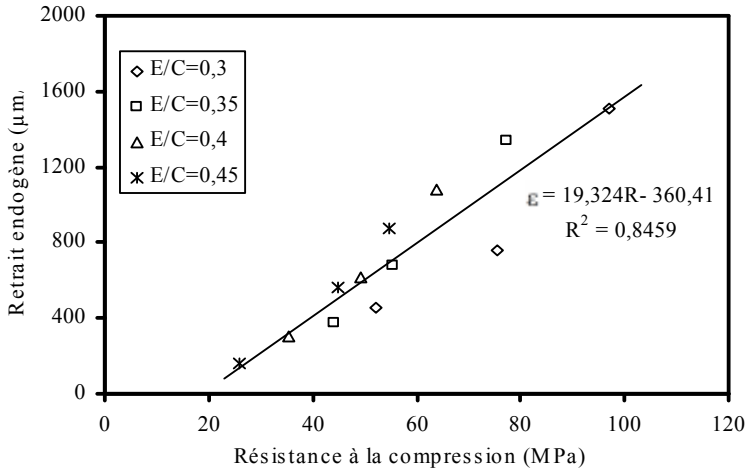


Figure 11. *Corrélation entre le retrait endogène et la résistance à la compression.*

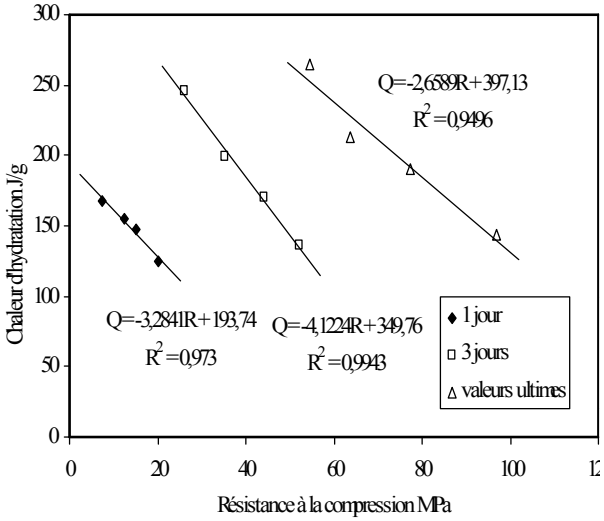


Figure 12. *Corrélation de la chaleur d'hydratation en fonction de la résistance à la compression pour un âge donné.*

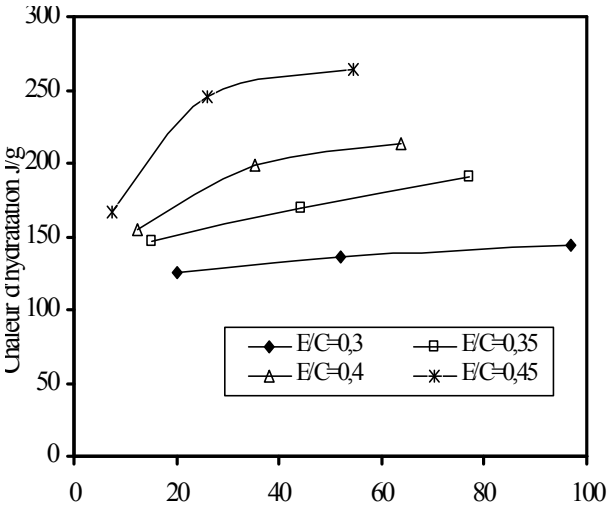


Figure 13. *Corrélation de la chaleur d'hydratation en fonction de la résistance à la compression pour E/C donné.*

4. CONCLUSION

L'eau de gâchage est à la fois le milieu de dispersion et de dissolution du ciment et un des réactants du processus d'hydratation. Il détermine la concentration ionique du mélange et contrôle le nombre de contacts entre les grains Ce travail a pour but de suivre l'évolution de l'hydratation des pâtes de ciment confectionnées avec quatre rapports E/C. Les principaux résultats obtenus montrent que :

- L'augmentation du rapport E/C augmente la quantité d'eau interstitielle disponible pour l'hydratation et favorise le dégagement de la chaleur et exhausser le flux de la chaleur.
- L'évolution de la résistance à la compression est inversement proportionnelle au rapport E/C, on s'aperçoit qu'une augmentation de 15% de la quantité d'eau de gâchage entraîne une diminution de la résistance presque de moitié.
- les faibles rapports E/C diminués l'humidité relative à l'intérieur du matériau, ce qui induit une dépression capillaire plus importante et par la suite un retrait d'autodessiccation plus intense.
- Selon la variation du rapport E/C, l'évolution de la chaleur d'hydratation et le retrait endogène peuvent être estimés linéairement en fonction de la résistance à la compression

Bibliographies

[1] Chougnet, A. (2006), Composites ciment/polymère : rhéologie, hydratation. Thèse de doctorat : Université de Bretagne Occidentale.

[2] Bentz, D. P. (2006), Influence of water-to-cement ratio on hydration kinetics: Simple models based on spatial considerations, Cement and Concrete Research, vol. 36, pp. 238-244.

[3] NF EN 196-1 (1995), Méthodes d´essais des ciments Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques, AFNOR, 25 p.

[4] NF P 15-480 (2004), Méthodes d'essais des ciments Partie 9 : Chaleur d'hydratation — Méthode semi-adiabatique ", AFNOR, 20 p.

[5] NF P 15-433 (1994), "Méthodes d'essais des ciments: Détermination du retrait et du gonflement", AFNOR, 05 p.

[6] Kadri E. H., R Duval R., (2009), "Hydration heat kinetics of concrete with silica fume", Construction and Building Materials, vol, 23, pp. 3388–3392.

[7] Bresson A. (2006), " Influence de la minéralogie sur le comportement des mortiers de ciment au jeune age", thèse de doctorat de l'Université Laval, 150 p**.**

[8] Zhang Y., Sun W., Liu S., (2002), "Study on the hydration heat of binder paste in high-performance concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 1483–1488.

[9] Zhang M. H., Sisomphon K., Siong Ng T., Sun D. J., (2010), " Effect of superplasticizers on workability retention and initial setting time of cement pastes", Construction and Building Materials, vol. 24, pp. 1700–1707.

[10] Bouasker M., (2007), "Etude numérique et exprimentale du retrait endogène au très jeune age", thèse de doctorat de l'université de Nantes, 199 p**.**

[11] Holt E., Leivo M., (2004), "Cracking risks associated with early age shrinkage", Cement and Concrete Composites, Vol. 26, pp. 521–530.

[12] Baroghel-Bouny V., Mounanga P., Khelidjb A., Loukili A, Rafai N., (2006), "Autogenous deformations of cement pastes Part II. W/C effects, micro–macro correlations, and threshold values", Cement and Concrete Research, Vol. 36, pp. 123–136.

[13] Loser R., Leemann A., (2009), "Shrinkage and restrained shrinkage cracking of self-compacting concrete compared to conventionally vibrated concrete", Materials and Structures, vol. 42, pp.71–82.

[14] Bentz D.P, Peltz M. A., (2008), "reducing thermal and autogenous shrinkage contributions to Early-Age Cracking", ACI Materials Journal, vol. 105, pp. 414–420.

[15] Chen W., Brouwers H.J.H., Shui Z.H., (2007), "Three-dimensional computer modelling of slag cement hydration", Journal of Materials Sciences, Vol. 42, pp. 9595-9610.

[16] Bonavetti V., Donza H., Menéndez G., Cabrera O., Irassar E.F., (2003), "Limestone filler cement in low w/c concrete: A rational use of energy", Cement and Concrete Research, Vol. 33, pp. 865–871.

CONTRIBUTION A L'ETUDE DES DEFORMATIONS DIFFEREES ET DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN BETON FIBRE

F. SETTI [1], K. EZZIANE [1], B. SETTI [2], F. MERZOUG [1], R. ESSELAMI [3], Z. DIDOUCHE [1]

[1] LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI, CHLEF, ALGERIE (setti_fati@yahoo.fr, ezzianek@yahoo.fr)
[2] LABORATOIRE SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI, CHLEF, ALGERIE (setti_ba@yahoo.fr)
[3] DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS D'AIN DEFLA

Thème N° 9 : *Matériaux innovant pour la construction en zone sismique*

Résumé
Le but de ce travail est de quantifier l'effet des fibres métalliques sur la variation dimensionnelle due au retrait de dessiccation, de même sur le comportement mécanique du béton, concernant la résistance à la compression et à la flexion. A cet effet quatre mélanges ont été utilisés, un béton sans fibres servant de béton témoin identifié sous le nom BO, et un béton renforcé de fibres métalliques avec trois dosages de fibres, identifié BFM. L'étude expérimentale a été menée sur des éprouvettes de caractéristiques géométriques adaptées aux essais effectués. Les résultats obtenus montrent que le retrait diminue au fur et à mesure qu'on augmente le dosage en fibres, et que l'addition des fibres entraîne une augmentation de la résistance à la traction par flexion et une amélioration de la ductilité, on constate aussi une légère progression de la résistance à la compression en fonction du taux de fibres métalliques. Les résultats obtenus sont susceptibles d'élargir le champ des applications de ce nouveau matériau.

Mots –Clés : *Béton, fibres métalliques, retrait, compression, flexion.*

1. INTRODUCTION

Le béton aux fibres métalliques est devenu un des bétons spéciaux les plus utilisés, attirant ainsi la réflexion des chercheurs. Son comportement mécanique, est parmi les domaines les plus investis et demeurent à nos jours encore à conquérir. La dernière décennie a connu d'énormes travaux qui ont visé à mieux comprendre le rôle joué par la présence des fibres et de pouvoir l'améliorer davantage. Les modifications engendrées dépendent notamment de la géométrie et de la nature des fibres introduites (polymères, métalliques, verres, carbone...), de leur fraction volumique et de leur vieillissement dans le béton. Le comportement fragile des bétons peut être évité par l'incorporation de fibres métalliques à la composition initiale du béton, ces dernières jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité [1,2]. Par exemple, des fibres peuvent être utilisées dans des régions où les risques sismiques sont élevés, et dans des éléments où la résistance au cisaillement du béton doit être augmentée, et dans ce contexte, des chercheurs s'intéressent actuellement au remplacement des armatures transversales par les fibres métalliques [3], du fait que le coût de la mise en place d'un grand nombre de cadres peut devenir excessif et ou tout au moins plus coûteux que celui des fibres, l'ajout de fibres dans un béton peut ainsi modifier de manière importante son comportement mécanique.

Le phénomène de retrait engendre des contraintes significatives qui peuvent donc conduire à la fissuration. Mais de nos jours une nouvelle technique peut être appliquée pour tenter de remédier à cet aspect négatif, cela consiste à l'ajout des fibres métalliques au sein de la matrice, ces derniers pouvant participer d'une manière positive dans la réduction du retrait. Beddar [4] constate, d'après ses études, que les fibres métalliques diminuent le retrait. Cette diminution est de l'ordre de 16 % par rapport à un mortier sans fibres à 28 jours, pour une proportion de 0.5 % de volume de fibres. Chern et al. [5], observent que le retrait de dessiccation est légèrement inférieur pour les bétons fibrés par rapport au béton sans fibre. De même d'autre résultat [6], a montré que l'ajout de 2% en

volume de fibres d'acier réduit le retrait libre d'environ 20% pour le béton avec des résistances à la compression des 45 et 65 MPa alors que le retrait du béton avec une résistance de 30 MPa n'a pas été affecté.

Après des essais de flexion, Houari [7] trouva que l'ajout de 1% de fibres métalliques fait augmenter fortement la résistance à la flexion ce qui concorde avec d'autres résultats trouvés [8]. D'autres parts, Behbahani [9] montra que l'utilisation de fibres d'acier de plus de 1% serait à l'origine d'une légère diminution de la résistance à la flexion. L'amélioration de la résistance du béton renforcé par des fibres métalliques permet non seulement d'améliorer le comportement en flexion et en traction, mais également la résistance à la compression du béton. Gopalaratnan et al. [10] observèrent dans leurs résultats statiques en compression, que la présence de fibres d'acier dans la matrice augmente la résistance à la rupture de 35 % pour 1.5 % de volume de fibres, de même Damgir et al. [11] ont trouvé que la résistance à la compression augmente lorsque le volume de fibres augmente, cette amélioration atteint 21.2 % à 28 jours pour un dosage de 2% de fibres. D'autres résultats sur mortiers [12] ont signalé que la résistance diminue pour un dosage en fibres supérieur à 1.25%.

L'objectif de cette recherche est d'effectuer une étude de caractérisation et du comportement mécanique du béton renforcé de fibres métalliques. Pour mieux connaître l'influence du taux de fibres métalliques sur ce comportement, une campagne d'essais sur matériau a été effectuée. Le comportement à la traction par flexion, et à la compression est analysé pour différents essais.

2. MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

2.1. Granulats

Le sable utilisé est un sable roulé provenant de Oued Chlef, qui a pour module de finesse Mf = 2.42, une densité apparente de 1.63 et un équivalent de sable Es = 89.74 %.
Le gravier utilisé est un gravier concassé de la carrière d'Oued Fodda de la région de Chlef (Algérie). Les impuretés sont de l'ordre de 1.2% et un coefficient Los Angeles LA = 24 %. Les courbes granulométriques des deux constituants (sable, gravier) sont représentées sur la figure 1 :

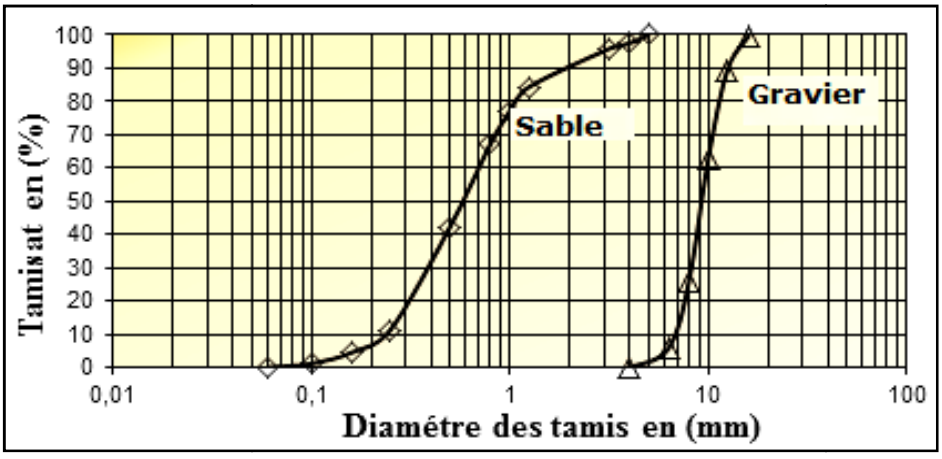


Figure 1. *Courbes granulométriques du sable et gravier*

2.2. Ciment

Le ciment utilisé est de type CPJ- CEM II/A 42.5 fabriqué à l'usine de Chlef. Sa densité est de 3.1 alors que sa surface spécifique est de 3700 cm2/g. Les caractéristiques chimiques, minéralogiques ainsi que sa composition sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1. *Composition du ciment utilisé*

Composition chimique %	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	SO_3	MgO	K_2O	PAF
	20.58	4.90	4.70	62.8	2.28	0.63	0.42	1.00
Composition minéralogique %	C_2S		C_3S		C_3A		C_4AF	
	41.8		33.3		5.1		10.7	
Composition du ciment %	clinker		Calcaire		Gypse			
	86.5		10		3.5			

2.3. Adjuvant

Dans cette étude on a utilisé un superplastifiant haut réducteur d'eau, fabriqué par la société Algérienne Granitex; commercialisé sous l'appellation « MEDAFLOW 30 ». De couleur jaunâtre, de densité de 1,07 et de 30% d'extrait sec.

2.4. Fibres d'acier

Dans cette étude, les fibres utilisées commercialisées sous le nom Arcelor Mettal de type HE++ 75/50 à haute teneur en carbone. Elles sont fabriquées à partir de fil d'acier tréfilé à froid et comportent un ancrage mécanique constitué de crochets aux deux extrémités. Le tableau 2 illustre le type des fibres utilisées et récapitule leurs caractéristiques.

Tableau 2. *Caractéristiques des fibres métalliques HE++ 75/50*

Forme	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Elancement (l/d)	Résistance à la traction (MPa)	Longueur des fibres par 10 kg (m)	Nombre de fibres par kg
	50	0.75	67	1900	2885	5700

2.5. Préparation des éprouvettes d'essais

Des essais d'ouvrabilité sont effectués au niveau du laboratoire pour optimiser la composition préliminaire trouvée par la méthode de Dreux-Gorisse, en fixant le rapport E/C à 0,45 avec un dosage de 400 kg/m3 de ciment et faire varier le rapport S/G. Cette formulation préliminaire doit être optimisée selon la méthode pratique de Baron-Lesage. Avec cette méthode, on a testé quatre mélanges avec S/G différent (0.5; 0.6; 0.7; 0.8) pour chercher la valeur optimale donnant la meilleure ouvrabilité. Les résultats sont représentés sur la figure 2. La valeur optimale trouvée coïncide avec la valeur obtenue par la méthode Dreux-Gorisse.

Les mélanges sont préparés avec des fractions volumiques de 0.5, 1, et 1.5% de fibres (par rapport au volume total du béton). Afin d'assurer la répartition homogène des fibres durant le malaxage du mélange, elles ne sont introduites qu'à la fin, après que l'eau et le superplastifiant aient été ajoutés. La préparation des éprouvettes (7×7x28cm) est réalisée selon la norme NF P 18-400. Le malaxage est réalisé à l'aide d'une bétonnière dont la durée de malaxage totale est de 3 minutes. La vibration a été réalisée à l'aide d'une table vibrante à amplitude de vibration réglable. Les échantillons sont démoulés après une journée puis conservés dans l'eau à 20C° jusqu'au jour de l'essai. L'expérimentation mise en œuvre consiste à mener des essais de mesure du retrait libre des

éprouvettes prismatiques, menues de tiges fixées aux extrémités (Fig.3). Les éprouvettes sont séchées à l'air libre après démoulage, et isolées à leurs deux extrémités pour éviter les effets de bord. Et les essais mécaniques sont l'essai de traction par flexion à trois points et l'essai de compression sur les demi-prismes résultants du premier essai.

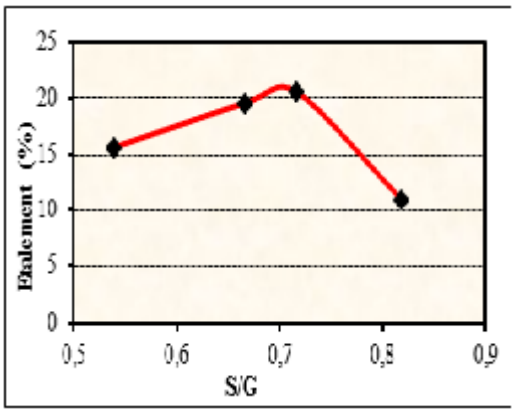


Figure 2. *Ouvrabilité du béton en fonction du S/G*



Figure 3. *Disposition des éprouvettes lors de l'essai de retrait*

3. ANALYSE DES RESULTATS

3.1. Retrait de dessiccation

Les courbes moyennes de deux éprouvettes du retrait libre en fonction du temps sont présentées sur la figure 4. On constate, d'après cette figure, que le retrait diminue au fur et à mesure qu'on augmente le dosage en fibres. Cette diminution est de l'ordre de 26, 39, 46 % par rapport à un béton sans fibres à 28 jours, respectivement pour des proportions de 0.5, 1, 1,5 % de volume de fibres.

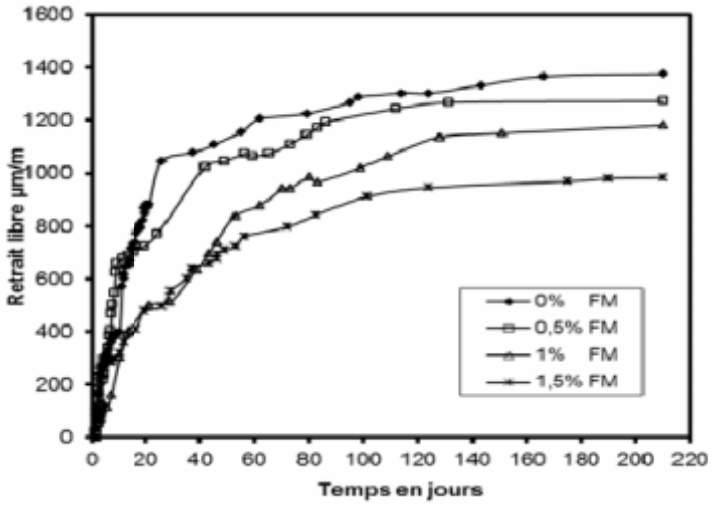


Figure 4. *Retrait libre d'un béton renforcé avec des fibres métalliques*

Le fuseau des valeurs de retrait est étroit au début de séchage jusqu'à 45 jours entre les bétons renforcés de fibres et le béton témoin, et il est étiré après une longue durée. A long terme l'action des fibres est plus significative où le retrait se trouve empêché grâce à l'accroissement des propriétés mécaniques du béton, qui fait augmenter

l'adhérence des fibres à la matrice. De ceci, le retrait de béton de fibres se stabilise plus rapidement que le béton témoin, comme on le constate sur la figure 4.

On peut clairement observer que plus le taux d'incorporation des fibres est important, plus le retrait est faible par rapport au retrait du béton de référence. Au jeune âge, la variation du retrait est moins sensible à la teneur en fibres, tel que les courbes représentées sur la figure 5 sont moins descendantes. A long terme, l'effet des fibres est plus positif et la variation du retrait est représentée par des courbes descendantes montrant une nette diminution par rapport au béton non fibré. Ce phénomène peut être expliqué par le frottement qui existe le long de la frontière de contact entre les fibres et la matrice. La grande teneur en fibres augmente la surface de contact entre les fibres et la matrice ; cette adhérence peut réduire la déformation du retrait.

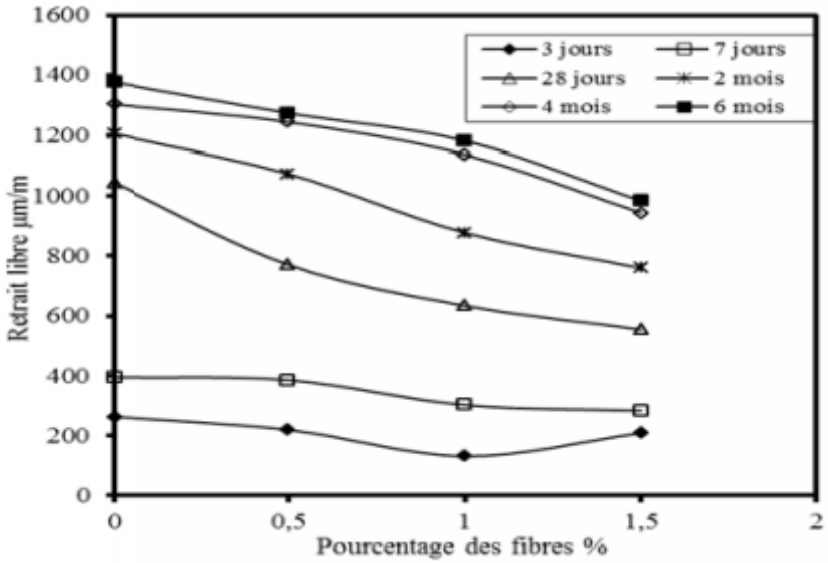


Figure 5. *Retrait libre en fonction de la teneur en fibres*

3.2. Résistance à la traction par flexion

La figure 6 montre que la résistance à la flexion du béton augmente en fonction du temps, et que l'ajout de fibres d'acier engendre une nette augmentation telle qu'on obtient une résistance qui double de valeur en présence de 1.5% de fibres. Pour un béton contenant 1% de fibres métalliques, sa résistance à la flexion est améliorée de 62 %. L'amélioration apportée par l'ajout des fibres sur le comportement mécanique en traction par flexion est due à la participation de la fibre à la couture de fissures.

3.3. Résistance à la compression

D'après la figure 7, on constate que la résistance à la compression évolue en fonction du temps; quel que soit le dosage des fibres utilisé. Ce gain dépend de la concentration et de la géométrie de ces fibres et atteint à 7 jours, une valeur maximale de 11, 21 et 29% pour un dosage volumique en fibres respectivement de 0.5, 1 et 1.5%. Cette amélioration est attribuée à l'adhérence mécanique des fibres qui permet d'augmenter la capacité à retarder la formation des fissures et arrêter leur propagation.

La résistance à la compression est souvent améliorée par la présence de fibres métalliques, qui contribuent à diminuer l'apparition des fissures et à leurs propagations. Pour les résultats trouvés, il a été constaté que le gain de résistance par rapport au béton témoin non fibré augmente d'une façon linéaire avec le dosage en fibres.

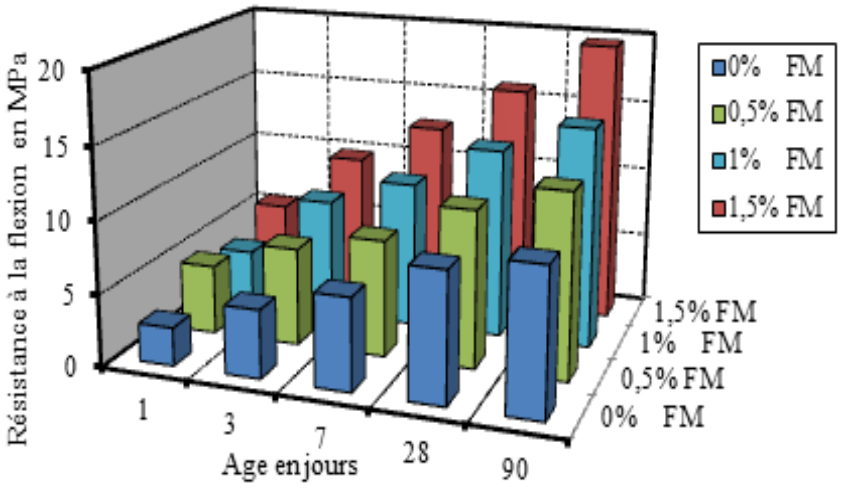


Figure 6. *Résistance à la flexion*

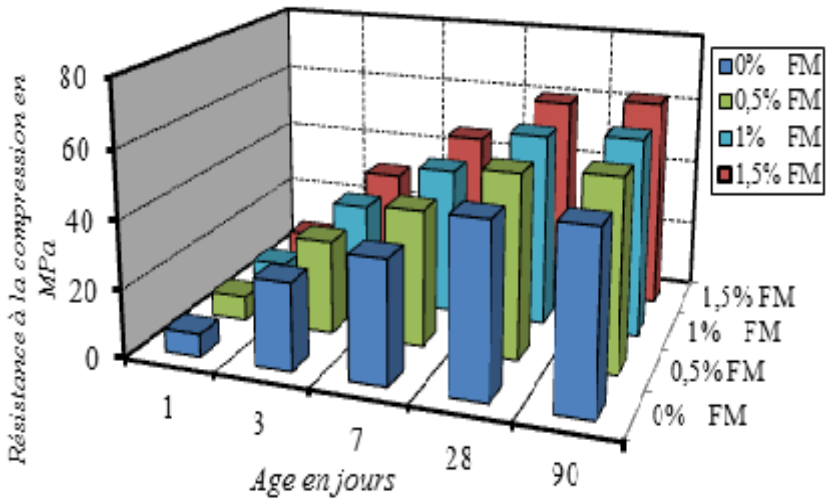


Figure 7. *Résistances à la compression*

3.4. Relation traction compression

Il est judicieux, en étudiant la variation de la résistance à la compression de la relier avec celle de la traction. Pour cela, on converti les résultats trouvés de la résistance à la flexion en traction en les multipliant par un coefficient de 0.6 qui tient compte de la plastification du béton dans la phase de pré rupture. Les résultats trouvés sont représentés dans la figure 8 où la variation est presque linéaire pour tous les types de béton.

Il s'avère que toutes les résistances à la traction sont supérieures à celles estimées par le BAEL 2003 [13], et qui continue à augmenter en fonction du temps. A 28 jours d'âge, le béton témoin non fibré possède une résistance à la traction 27 % supérieure à celle estimée par le BAEL, alors que cet écart sera doublé lorsque le béton contient 1%

de fibres métalliques. Il est bien visible sur les résultats illustrés sur la figure 8, que l'augmentation de la résistance à la traction à long terme est plus significative que celle de la compression caractérisée par des courbes ascendantes.

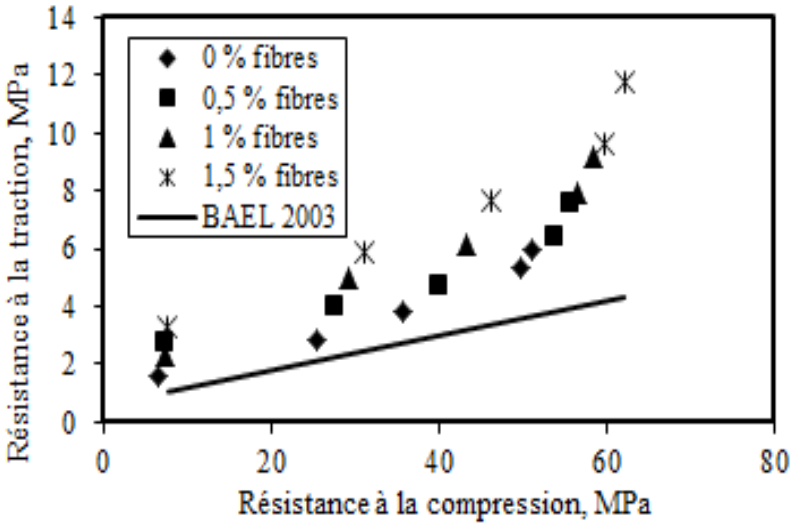


Figure 8. *Variation de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression pour différents types de bétons*

4. CONCLUSION

Après les travaux effectués on peut conclure que :

- La maniabilité des bétons est négativement influencée par l'introduction des fibres métalliques, et le dosage de ces fibres joue un rôle plus important.
- A long terme, l'effet des fibres est plus positif que celle au jeune âge et le retrait est plus réduit par la présence des fibres.
- Le retrait diminue au fur et à mesure qu'on augmente le dosage en fibres. Cette diminution est de l'ordre de 26, 39 et 46 % par rapport à un béton sans fibres à 28 jours, respectivement pour des proportions de 0.5, 1 et 1,5 % de volume de fibres.
- La résistance à la flexion du béton augmente en fonction du temps, et l'ajout de fibres d'acier engendre une nette amélioration de cette résistance qui double de valeur en présence de 1.5% de fibres.
- La résistance à la compression sur des éprouvettes prismatiques évolue en fonction du temps quel que soit le dosage de fibres utilisé. Ce gain dépend de la concentration et de la géométrie de ces fibres.

Donc on peut dire que les fibres métalliques n'éliminent pas le retrait mais aident à le contrôlé, et L'utilisation des fibres d'acier dans le béton apporte une amélioration significative des propriétés mécaniques, ce qui nous permet de dire que la présence de ces types de fibres dans les matériaux de construction va réduire les dégâts causés par ce phénomène dans les structures de béton.

Bibliographie

[1] Nilica, R., Harmuth, H. (2007), Mechanical and fracture mechanical characterization of building materials used for external insulation composite systems, Cement and Concrete Research. No.35, pp. 1641–1645.
[2] Roziere, R., Granger, R., Turcry, PH., Loukili, A. (2007) ,Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture, Cement and concrete composite, No.296, pp. 26–636.
[3] Cucchiara, C., endola, L., Papia, M. (2004), Effectiveness of stirrups and steel fibers as shear reinforcement, Cement and concrete composites, No. 26, pp. 777–786.
[4] Beddar, M. & Belagraa, L., (2003), Influence of fibrous waste addition on the shrinkage of mortars, Asian journal of civil engineering, Vol. 4, No. 1, pp. 65-72.
[5] Chern, J.C. & Young, C.H., (1989), Compressive creep and shrinkage of steel fibre reinforced concrete, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, No. 4, pp. 205-214.
[6] Jonas, C., Shrinkage cracking of steel fiber reinforced self-compacting concrete overlays Test methods and theoretical modeling, Doctoral thesis, Lulea University of Technology, 2006, 261 pages.
[7] Houari, H., Contribution à l'étude du comportement béton renforcé de fibres métalliques soumis à l'action des charges maintenues et cycliques, INSA de Lyon, 1993.
[8] Belferrag, A., Kriker, A., Khenfer, E., (2007), Valorisation des fibres métalliques issues des déchets pneumatiques dans les matériaux de constructions en zones sahariennes, Annales de la Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur, pp.114–20.
[9] Behbahani, H.P., Flexural behavior of steel fiber reinforced concrete beams, A project report of the degree of Master of Engineering, University Technology Malaysia, Malaysia, 2010.
[10] Gopalaratman, V.S., Shah, S.P., (1985), Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension, ACI. Journal, pp. 82310–323.
[11] Damgir, R.M., Ghugal, Y. M., (2010), Prediction of compressive strength by incorporating steel fibers, 35th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, pp. 25–27.
[12] RamlI, M., Thanon dawood, E., (2011), High-Strength Flowable Mortar Reinforced by Steel Fiber, Slovak journal of civil engineering, pp. 1910–16.
[13] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL99 révisé 2003, Paris, 2003.

LES BETONS AUTOPLAÇANTS AVEC SABLE DE DUNE : DE LA FORMULATION AU COMPORTEMENT MECANIQUE

Haddadou.N[1], Chaid.R[2], Bouzoualegh.M[1], Souici.M[1]
[1] *CENTRE NATIONAL D'ÉTUDES ET DE RECHERCHES INTEGREES DU BATIMENT*
[2] *UNITE DE RECHERCHE : MATERIAUX-PROCEDES ET ENVIRONNEMENT, UNIVERSITE DE BOUMERDES*
Haddadounai@yahoo.fr

Thème N° x :…….

Résumé
Cette étude s'inscrit dans le cadre de la recherche de l'amélioration des performances des bétons autoplaçants à base des matériaux locaux. L'objectif principal est de caractériser le comportement mécanique jusqu'à rupture de ces bétons dont le but principal est la valorisation du sable de dunes qui est disponible à bas prix en Algérie et qui présente une alternative pour l'interdiction d'exploitation des sables de rivière et de mer. A cet effet, d'importantes études et programmes de recherches sont menés pour l'utilisation des sables de dunes. Pour ce faire, et partant d'un pourcentage total fixe en sable, différentes compositions de béton ont été préparées. Chaque composition résulte de la combinaison de dosages complémentaires en sable de dunes et de rivière, dont l'association peut conférer au béton des performances rhéologiques et mécaniques additionnelles ainsi qu'un gain économique. Les résultats obtenus, en termes de propriétés rhéologiques et résistance à la compression ainsi qu'à la traction par flexion, offrent des perspectives probantes pour la valorisation de ce type de sable dans les bétons autoplaçants pour le contexte Algérien.

Mots –Clés : *BAP, sable, dune, marbre, résistance, flexion.*

1. INTRODUCTION

Durant ces dernières années, l'Algérie a connu une forte demande en granulats et particulièrement en sable. La situation est devenue encore plus alarmante voire inquiétante suite aux besoins importants, créés par les grands projets de développement (logements, Autoroute,..) mais aussi l'interdiction d'exploitation des sables de rivière et de plage [1,2].

Parallèlement à cette situation, et pour combler ce déficit en sable de nombreux chercheurs, dans des thématiques scientifiques diverses, visent à exploiter le sable de dunes disponible en Algérie en quantité abondante et qui présente un grand intérêt économique et environnemental [3].

Par ailleurs, l'utilisation de ce sable, qui est un élément inerte entrant essentiellement dans la composition du béton, permet d'assurer une continuité granulaire entre le ciment et le gravier et par conséquent une meilleure cohésion du béton.

L'objectif principal de cette étude expérimentale est la valorisation du sable de dunes dans les bétons autoplaçants (BAP), bétons issus de recherches récentes (années 1980) non encore suffisamment développés en Algérie.

Dans le but de faire ressortir l'effet de la nature du sable de dunes sur les propriétés des BAP, nous avons utilisé les sables suivants :

- Un sable de rivière ;
- Un sable de dunes siliceux ;
- Une combinaison des deux sables.

Pour ce faire plusieurs compositions de bétons autoplaçants ont été élaborées dont le pourcentage du sable de dunes a été varié (0%, 30%, 50%, 70%, 100%). On a aussi élaboré, à titre de comparaison, un béton autoplaçant témoin avec des fillers calcaires.

2. MATERIAUX

2.1. Ciment

Le ciment utilisé est un ciment portland avec ajout (CPJ CEM II/A - 42,5) provenant de la cimenterie de M'Sila. Les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques moyennes de ce ciment sont données dans les tableaux 1, 2 et 3.

Tableau 1. *Composition chimique du ciment.*

Éléments	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	K_2O	Na_2O	SO_3	TiO_2	P_2O_5	Insolubles	P.A.F
Teneur (%)	16,52	4,08	2,89	58,49	1,47	0,47	0,24	1,98	0,22	0,14	1,09	7,45

Tableau 2. *Caractéristiques physiques du ciment.*

Caractéristiques	Résultats		Unité
Consistance normale		28,2	%
Temps de prise	Début	155	mn
	Fin	280	
Retrait	03 jours	165	µm/m
	07 jours	409	
	28 jours	625	
Gonflement	03 jours	0	µm/m
	07 jours	0	
	28 jours	0	
Masse volumique absolue	Mva	3,02	g/cm^3
Surface Spécifique Blaine	SSB	3995	cm^2/g

Tableau 3. *Caractéristiques mécaniques du ciment.*

Age	Flexion (MPa)	Compression (MPa)
02 jours	3,46	15,05
07 jours	5,36	30,20
28 jours	6,52	>42.5

2.2. Additions

Les fillers utilisés dans cette étude proviennent de la carrière de Fil-Fila de Skikda sous forme de poudre de marbre. Les caractéristiques chimiques et physiques de la poudre de marbre sont résumées dans le tableau 4.

Tableau 4. *Caractéristiques physiques et analyse chimique de la poudre de marbre effectuée par fluorescence X*

Éléments	P.A.F	SiO_2	Al_2O_3	FeO_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	P_2O_5	TiO_2	Σ
Teneur (%)	43,72	0,34	0,04	0,13	54,93	0,73	0,06	0,01	0,01	0,02	0,01	**100**
Masse spécifique (g/cm^3)									2,68			
Surface spécifique (cm^2/g)									4000			

2.3. Granulats

Les sables utilisés dans cette étude sont de deux natures différentes, le premier est le sable de dunes de Boussaâda, siliceux et fin. Le deuxième est un sable de rivière de Baghlia. Le gravillon (3/8) et le gravier (8/15) sont des granulats concassés, de même nature minéralogique, provenant de la carrière de Sétif. Des sables possédant un module de finesse variant entre 2,4 et 2,6 ont été utilisés avec succès dans la production des BAP [6]. Cependant, un sable fin est recommandé pour assurer une résistance satisfaisante à la ségrégation [7].
L'analyse granulométrique des deux sables utilisés ainsi que le mélange constitué par le sable de dunes et de rivière sont représentés sur la figure 1.
Les principales caractéristiques des sables et des granulats sont données dans le tableau 5.

Figure 1. *Courbes granulométriques*

Tableau 5. *Caractéristiques physico-mécaniques des granulats*

Granulats	Sable de dunes	Sable de rivière	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Masse volumique apparente (kg/m^3)	1460	1530	1390	1540
Masse volumique absolue (g/m^3)	2,51	2,54	2,39	2,56
ESV (%)	51	92	/	/
ESP (%)	48	90	/	/
Module de finesse	1,29	2,85	/	/
Los Angeles	/	/	23,70	36,21
Micro-Deval	/	/	30,20	90,64

Propreté superficielle (%)	/	/	3,92	1,50

2.4. Superplastifiant

Le superplastifiant utilisé est un haut réducteur d'eau conforme à la norme EN 934-2 commercialisé par l'entreprise GRANITEX sous le nom de MEDAFLOW 30. Conçu à base de polycarboxylates et n'a aucun effet retardateur.

3. FORMULATION DES BETONS AUTOPLAÇANTS

La méthode de formulation utilisée pour concevoir les différentes compositions des BAP testés dans cette étude est une méthode empirique basée sur les recommandations de l'AFGC [7]. Le béton témoin est un béton autoplaçant confectionné avec des fillers calcaires (BAPT).
Les bétons autoplaçants élaborés sont présentés dans le tableau 6.

Tableau 6. *Composition des bétons autoplaçants*

Composition (kg/m^3)	**BAP1**	**BAP2**	**BAP3**	**BAP4**	**BAP5**	**BAPT**
Ciment	400	400	400	400	400	400
Fines (poudre de marbre)	120	120	120	120	120	120
Eau	154,12	154,12	154,12	154,12	154,12	154,12
% sable de rivière	100	70	50	30	0,00	/
Sable de rivière	835,50	584,85	417,75	250,65	0,00	791,25
% sable de dunes	0,00	30	50	70	100	/
Sable de dunes	0,00	250,65	417,75	584,85	835,50	103,5
Gravier 3/8	397,33	397,33	397,33	397,33	397,33	397,33
Gravier 8/15	425,60	425,60	425,60	425,60	425,60	425,60
Superplastifiant	0,364	0,364	0,364	0,364	0,364	0,364

4. RESULTATS ET ANALYSES

4.1. Caractérisation des BAP à l'état frais

La caractérisation à l'état frais des BAP s'est limitée aux essais recommandés par l'AFGC [7] : étalement au cône, écoulement à la boite en L, stabilité au tamis et la masse volumique.
Les résultats obtenus pour les différents BAP sont représentés sur la figure 2 en fonction de la teneur en sable de dunes.

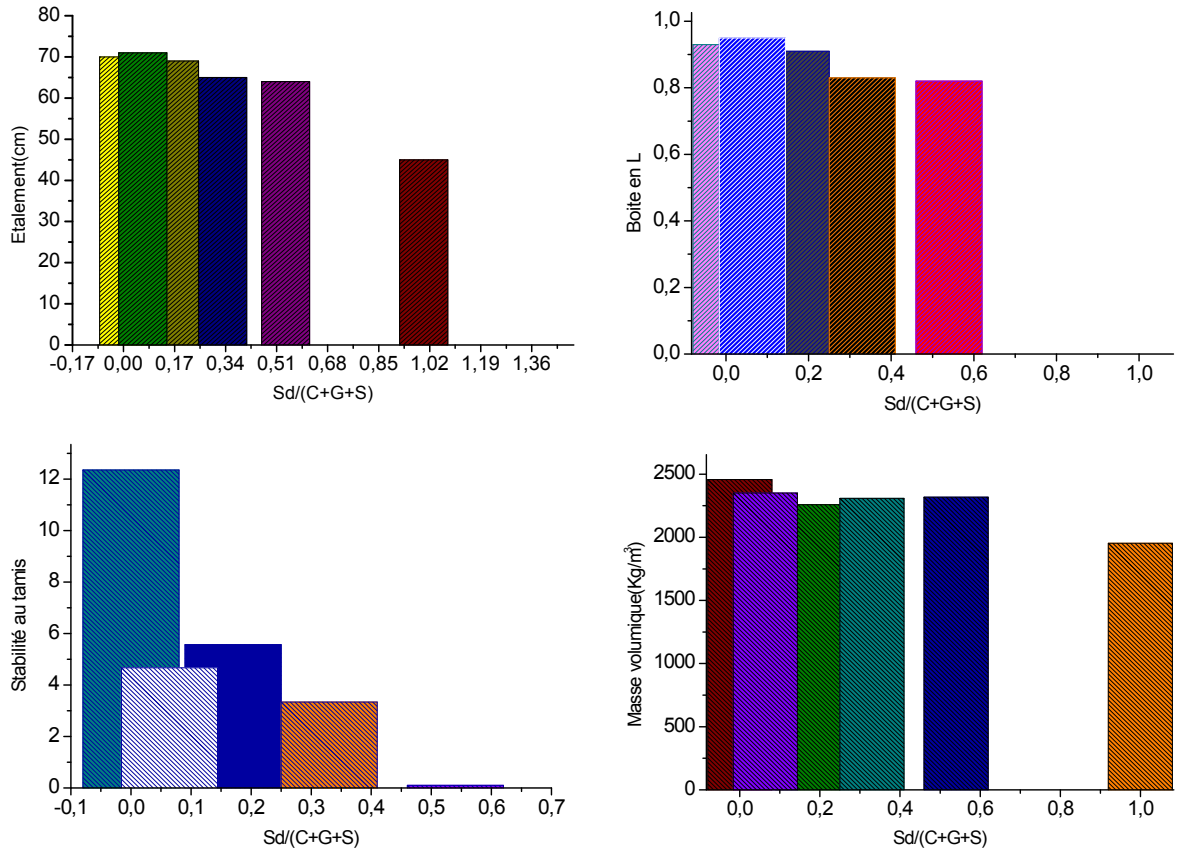


Figure 2. *Effet de la variation de la teneur en sable de dunes sur le taux de remplissage des bétons*



Figure 3. *Essai d'étalement*



Figure 4. *Essai de la boite en L (L-Box)*



Figure 5. *Stabilité au tamis*



Figure 6. *Conservation des éprouvettes*

On remarque qu'un pourcentage élevé de sable de dunes influe négativement sur les propriétés rhéologiques des BAP (diminution de l'étalement). Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le sable de dunes possède une quantité importante de fines conjugué à celles de la poudre de marbre elles absorbent une partie de l'eau nécessaire pour la déformabilité.

D'après les résultats de la boite en L, on constate que la teneur en sable de dunes a une influence directe sur le rapport H_2/H_1 qui se traduit par une diminution de la capacité de remplissage.

En examinant la stabilité au tamis, qui doit être inférieure à 15%, on constate que plus la teneur en sable de dunes augmente plus la stabilité au tamis diminue et cela s'explique aussi par le taux élevé de fines. En effet, la

composition du BAP5 correspondant à 0% de sable de rivière, un rapport E/C égal à 0,5 n'a pu satisfaire les recommandations de l'AFGC.
D'après les résultats de la boite en L, on constate que la teneur en sable de dunes a une influence directe sur le rapport H_2/H_1 qui se traduit par une diminution de la capacité de remplissage de tous les BAP.
D'après les résultats des essais à l'état frais, on remarque que plus la teneur en sable de dunes augmente plus la masse volumique diminue. Ce simple effet de diminution de masse est dû à la faible masse volumique de ce sable.

4.2. Caractérisation des BAP à l'état durci

Pour décrire et caractériser le mode de comportement mécanique des BAP, les différentes éprouvettes réalisées ont été soumises aux différents essais mécaniques et en particulier les essais de flexion et de compression uniaxiale. Les essais ont été menés au niveau du CNERIB ; le but est de suivre l'évolution de la résistance à la compression du béton autoplaçant au cours du temps et de voir l'influence de la teneur en sable de dunes sur le comportement mécanique du béton autoplaçant.
Les résultats de l'essai de compression et de traction par flexion des différents bétons autoplaçants sont représentés sur les figures 7 et 8.

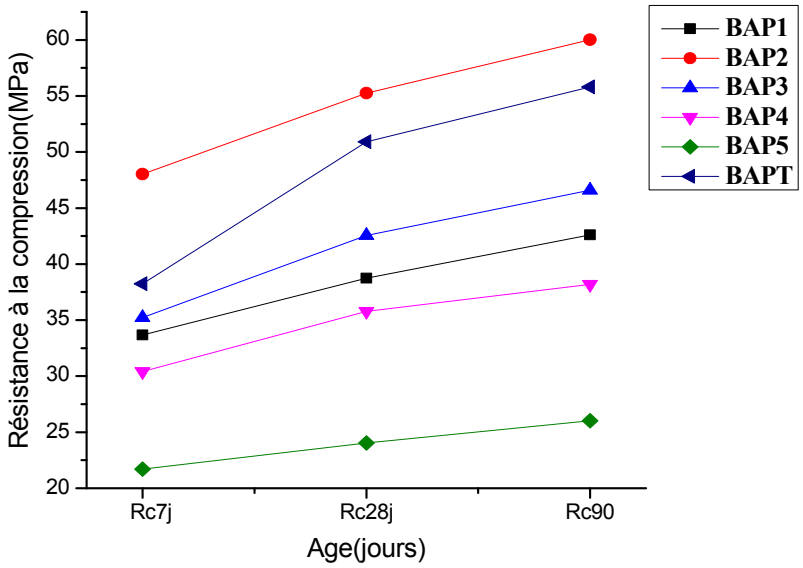


Figure 7. *Variation de la résistance à la compression*

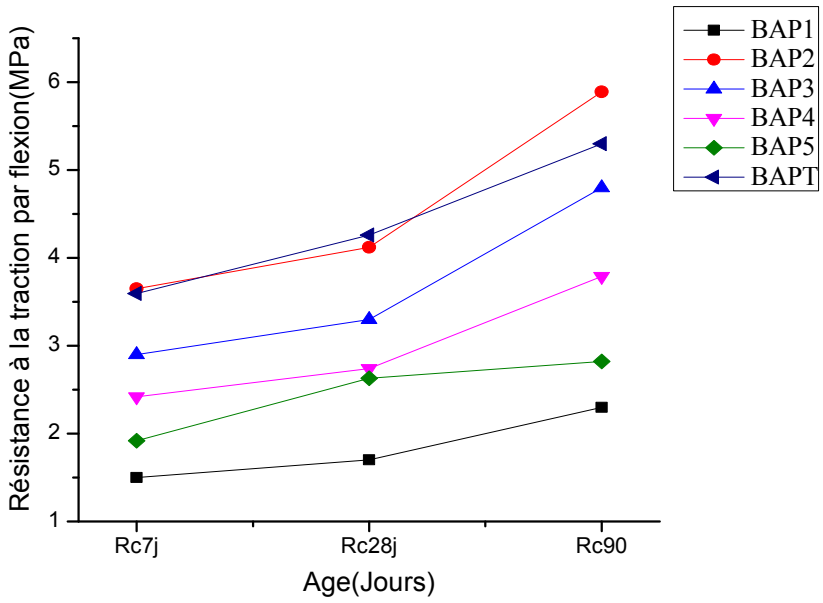


Figure 8. *Variation de la résistance à la traction par flexion*

L'évolution de la résistance à la traction par flexion est similaire à celle de la résistance à la compression, figures 8 et 9. Ce qui est évident que cette résistance est inversement proportionnelle au pourcentage du sable de dunes incorporé dans la composition des bétons ; Cette diminution est due essentiellement aux taux de fines présentes dans le sable utilisé.

4. CONCLUSION

À l'issue de ce travail, nous avons démontré qu'il était parfaitement possible de confectionner des BAP en Algérie répondant aux critères de l'AFGC et aux exigences tant économiques qu'écologiques compte tenu de l'abondance du sable de dunes.
Cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La qualité et la nature du sable influent considérablement sur les propriétés rhéologiques des BAP ;
- En ce qui concerne l'ouvrabilité et de rhéologie, un taux de remplacement de 30% apparait bénéfique ;
- On peut fabriquer un BAP à base de matériaux locaux, qui peut atteindre des résistances mécaniques à la compression supérieure à 55 MPa, et qui répandent aux exigences et spécifications de l'AFGC ;
- Un pourcentage élevé en sable de dunes (supérieur à 30%) à un effet négatif sur les propriétés rhéologiques et mécaniques d'où la nécessité d'un superplastifiant.

Outre les performances appréciables (propriétés rhéologiques, résistances mécaniques et très bon aspect de surface) offertes par ce type de béton, son utilisation permettra de répondre à la situation alarmante du déficit du sable de mer et de rivière.

Références bibliographiques

[1] Instruction N°003/S.P/C.G, « Exploitation de sable de plage et de sable d'alluvion», Alger, Mars 1999 ;

[2] Ministère de l'Équipement et du Logement, instruction ministérielle N°017/SMP/D.RTC/92 Relative à la gestion et la protection du Domaine Public Maritime et Hydraulique (Concession d'extraction des matériaux) Alger, Décembre 1999 ;
[3] C.N.E.R.I.B, « Valorisation des sables concassés fillerisés », Alger, Novembre 1995 ;
[4] Domone, P.L., And Jin, J, "Properties of mortar for self-compacting concrete", Proceedings of Rilem International Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Sweden, 13-15 September, 1999; 109-20;
[5] Newman, J., and Choo, B.S, "Advanced Concrete Technology: Processes", ISBN 0 7506 5105 9, Great Britain, 2003;
[6] SEDRANTT. , DE LARRARD F, « manuel d'utilisation de RENE-LCPC, logiciel d'optimisation granulaire», LCPC 2000 ;
[7] AFGC, les bétons autoplaçants « recommandations provisoires pour l'emploi des bétons autoplaçants» pp 63, AFGC, 2008.

PERFORMANCE DES BETONS DE SABLE DE DUNES ET BETON ORDINAIRE MODIFIES A LA POUDRETTE DE CAOUTCHOUC

Amar MEZIDI [1], R. Mitiche-Kettab [2], Abderrahim Bali [3]

[1] Doctorant, Ecole Nationale Polytechnique, Génie Civil, Alger, Algérie aomez2002@yahoo.fr
[2,3,] *Professeur, Ecole Nationale Polytechnique, Génie Civil, Alger, Algérie.*

Résumé
La demande en matériaux de construction connait une croissance considérable en rapport avec le développement du pays. Cette demande reste insatisfaite devant une offre insuffisante.

Ce déséquilibre, qui semble persister pour les prochaines années, ne peut être surmonté qu'en assurant une exploitation des matériaux locaux dont dispose notre pays.

Par ailleurs, les grandes quantités de déchets résultant des pneus usagés nous mènent à leur utilisation dans la construction pour résoudre un double problème : d'une part environnemental et d'autre part économique et technique. En effet, certains déchets possèdent des qualités très importantes et leur introduction dans certains matériaux de construction amélioreraient certainement leurs propriétés mécaniques, thermiques etc.

Notre recherche a porté sur une étude comparative (caractéristiques mécaniques, comportement…) entre un béton ordinaire et un béton de sable de dunes modifies par une poudrette de caoutchouc résultant de pneus usagés.

Le pourcentage optimal de l'incorporation de la poudrette de caoutchouc est de 3 % pour les deux bétons.

L'ajout de la poudrette de caoutchouc allège d'avantage les bétons de sable.

La résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc incorporé.

Sur la base des mesures faites, on remarque que le module d'élasticité du béton de sable est de l'ordre de 54% par rapport à celui du béton ordinaire.

Les caractéristiques mécaniques et rhéologiques du béton de sable modifié comparativement à celles du béton ordinaire modifié à la même poudrette ne permettent pas leur utilisation dans les éléments structuraux. Cependant on pourrait les utiliser comme matériau pour enfouissement de produits faiblement radioactifs ; pour les bordures de trottoirs, les éléments décoratifs, ainsi que dans la séparation de voies pour les autoroutes.

La formulation d'un béton ordinaire avec incorporation de poudrette de caoutchouc et avec adjuvant a donne des performances acceptables pour une éventuelle utilisation en structures.

***Mots clés**: béton de sable de dunes, structures, valorisation des matériaux locaux, les déchets, la poudrette de caoutchouc, caractéristiques rhéologiques.*

1- BETON DE SABLE

L'Algérie est un grand consommateur de granulats qui ont tendance à être épuisés dans certaines régions. L'élaboration de nouveaux bétons, tels que le béton de sable, est donc devenue nécessaire. Le béton de sable est un matériau de construction connu bien avant le béton traditionnel d'aujourd'hui. Il existe deux types de formulations, une théorique et l'autre expérimentale. On se base sur les deux critères principaux des bétons structuraux qui sont la résistance mécanique et la maniabilité. [3]

2- LA POUDRETTE DE CAOUTCHOUC

Les poudrettes varient de granules 25.4mm aux poudrettes fines 0.2mm. Les déchets de caoutchouc représentent un gisement valorisable important tant en volume qu'en poids. Le gisement provient de 4 origines :
-Pneumatiques usagés
Les autres sources sont industrielles :
-Déchets de caoutchouc industriel (fabrication de chaussures, tuyaux, revêtements de sols,...),
-Déchets de fabrication de pneus,
-Déchets de rechapage des pneus.
Actuellement, 25% du gisement du caoutchouc et des pneumatiques sont valorisés bien qu'il existe de nombreux modes de traitement. [4, 6]

3- EXPOSE DE LA RECHERCHE

Les Objectifs : [8, 13]

-Exploiter des matériaux locaux.
-Valoriser des déchets (pneus usagés) dans la construction.
-Evaluer l'influence d'ajout de poudrette de caoutchouc sur le béton ordinaire.
-Evaluer l'influence d'ajout de poudrette de caoutchouc sur le béton de sable.
-Comparer les caractéristiques des deux bétons modifiés par cette poudrette.
-Comparer le comportement des deux bétons modifiés par cette poudrette.

4. IDENTIFICATION DES MATERIAUX

La connaissance de certaines caractéristiques (Granulométrie, module de finesse, équivalent de sable, valeur au bleu de méthylène, friabilité des sables, analyse chimique. Micro Deval. Coefficient d'aplatissement des gravillons. Masses volumiques, Dureté, compacité et porosité) nous a permis de faire l'interprétation des résultats obtenus sur le mélange.

I- Sable De Dunes Et Sable Naturel

A) Propriétés physiques

Tableau 1: propriétés physiques du sable de dunes et sable naturel

Eléments	Essais Sable de dunes	Sable Naturel
Module de finesse (Mf)	1.04	3.08
Equivalent de sable (ES) %	91.52	89.49
Valeur au bleu de méthylène (VB) g/l	0.5	0.63
Friabilité (%)	21	39.2
Masse volumique apparente g/l	1870	1452
Masse volumique absolue g/l	2564.1	2564.1
Compacité%	72.93	56.63
Porosité%	27.07	43.37

B) Analyse chimique

Tableau 2: Analyse chimique sommaire du sable de dunes et du sable naturel

Eléments	Essais Sable de dunes (%)	Sable Naturel (%)
Insolubles (silice SiO2+silicates)	94.86	86.07
Oxyde de fer (FeO3) et oxyde d'alumine (Al2O3)	0.81	5.38
Chlorures (Na Cl)	0.23	0.58
Sulfates (CaSO4, 2 H2O)	Traces	Traces
Carbonates (CaCO3)	4.98	8.55
Anhydride Carbonique (CO2)	2.28	3.76
Perte au feu à 1050 °C	2.31	4.43
Eau de constitution (H2O)	0.6	0.67
Bilan Chimique Pondéral	/	101.25

Vu le taux important d'insolubles (silice SiO2+silicates=94.86% et 86.07%), Ces deux sables sont de nature siliceuse.

II-Gravillons 3/8 et Graviers 8/15

A) Propriétés physiques

Tableau 3: Propriétés physiques du gravillon et Graviers 8/15.

Essai	Gravillons 3/8	Graviers 8/15
Coefficient d'aplatissement%	26	8.58
Micro-Deval%	38.4	18.2
Los-Angeles%	34.89	21.73
Masse volumique apparente g/l	1310	1416
Masse volumique absolue g/l	2500	2500
Compacité%	52.4	56.64
Porosité%	47.6	43.36

B) Analyse chimique

Tableau 4: Analyse chimique sommaire du gravillon et gravier.

Eléments	Gravillon 3/8 (%)	Gravier 8/15 (%).
Insolubles (silice SiO2+silicates)	8.2	8.61
Oxyde de fer (FeO3) et oxyde d'alumine (Al2O3)	3.08	2.98
Chlorures (Na Cl)	0.41	0.29
Sulfates (CaSO4, 2 H2O)	traces	traces
Carbonates (CaCO3)	85.47	89.74
Anhydride Carbonique (CO2)	37.61	39.49
Perte au feu à 1050 °C	41.13	40.43
Eau de constitution (H2O)	3.52	0.94
Bilan Chimique Pondéral	100.68	102.56

Avec le taux important d'insolubles (Carbonates (CaCO3) = 85.47% ; 89.74), le gravillon et le gravier sont de nature calcaire.

5- LA POUDRETTE DE CAOUTCHOUC

Le polymère que nous avons étudié dans cet article est un déchet industriel de couleur noirâtre provenant du broyage de chutes de caoutchouc ; il présente une granularité assez fine (taille de 1.25 mm maximum et 31%<0.08 mm). Sa pureté de l'ordre de 45 %. C'est un matériau élastique à température ambiante compatible avec le ciment et les agrégats. Il présente une faible viscosité aux températures supérieures; sa température de fusion est de 200 à 220°C

5-1- Incorporation Du Caoutchouc

Nous préparons au départ des éprouvettes témoins à 0% de caoutchouc, puis des éprouvettes à 1, 2, 3, 4 et 5 % de poudrette de caoutchouc.
On incorpore la quantité de caoutchouc dans le pourcentage de sable.
Sachant que nous avons utilisé le ciment portland composé CPJ-CEM II / A 42.5 NA 442
Et le Superplastifiant Medaflow SR20, haut réducteur d'eau de la troisième génération

I- BÉTON ORDINAIRE [7]

Notons : BO PC : Béton ordinaire modifié à la poudrette de caoutchouc.

I-1- Essais Sur Béton Frais

a- ***Affaissement au cône d'Abrams***

Pour chaque formulation du béton, nous avons mesuré l'affaissement du béton au cône d'Abrams. Les résultats sont représentés dans le tableau graphe.
Nous remarquons que l'affaissement mesuré augmente avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc ; le caoutchouc étant beaucoup plus gros que le sable absorbera moins d'eau.

Tableau5 : Mesure de l'affaissement pour chaque teneur au caoutchouc

Pourcentage de caoutchouc (%)	0	1	2	3	4	5
Affaissement mesuré (cm)	5.2	5.4	6.4	7.6	7.8	8.6

b-*La masse volumique*

Tableau6 : La masse volumique du béton frais

Pourcentage de caoutchouc (%)	0	1	2	3	4	5
Masse volumique (Kg/m3)	2453	2443	2438	2432	2425	2419

La masse volumique du béton diminue avec l'augmentation du pourcentage de poudrette de caoutchouc introduit. Ceci s'explique par le fait que la masse volumique du caoutchouc (0.54 t/m3) est plus faible que celle du sable (2,56 t/m3).

I-2- Essais Sur Béton Durci

A-La résistance à la compression

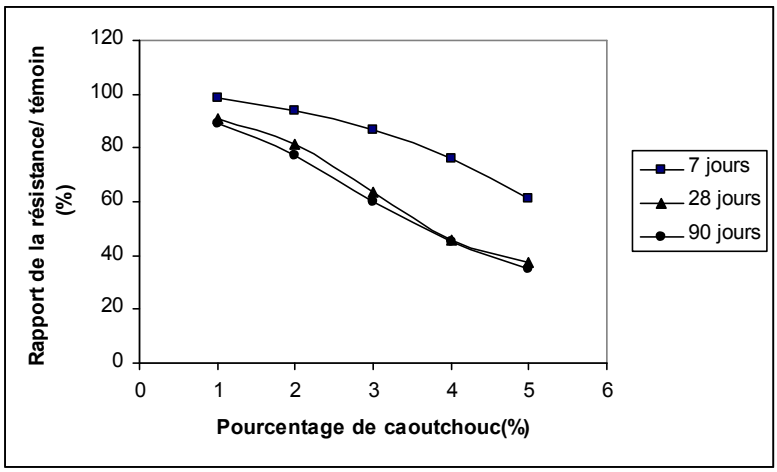


Figure1: Évolution de la résistance à la compression par rapport au témoin en fonction du pourcentage de caoutchouc pour BOPC.

La résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc incorporé. Pour un pourcentage de 4% de caoutchouc incorporé la résistance à la compression du béton représente prés de 45% de la résistance du béton témoin, ceci est du à la mauvaise cohésion inter –granulaire favorisée par les particules de caoutchouc.
Nous pouvons admettre que le pourcentage de 3% de poudrette de caoutchouc introduit est un pourcentage intéressant vu que la résistance à la compression est égale à 63% à 28 jours et de 60% à 90 jours de celle du béton témoin.

B-la Résistance A La Traction Par Flexion

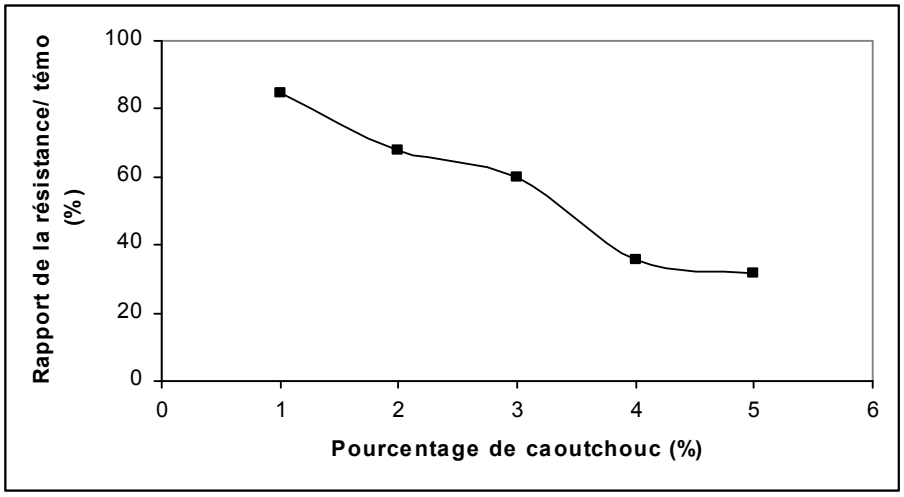


Figure2 : Évolution de la résistance à la traction par flexion par rapport au témoin en fonction du pourcentage de caoutchouc pour BOPC.

Par les données obtenues dans le tableau nous pouvons admettre que le pourcentage de 3% de la poudrette de caoutchouc introduit est un pourcentage intéressant vu que la résistance à la traction par flexion atteint un taux de 60% à 28 jours de celle du béton témoin.

C-La Compacité De Béton Ordinaire Modifie

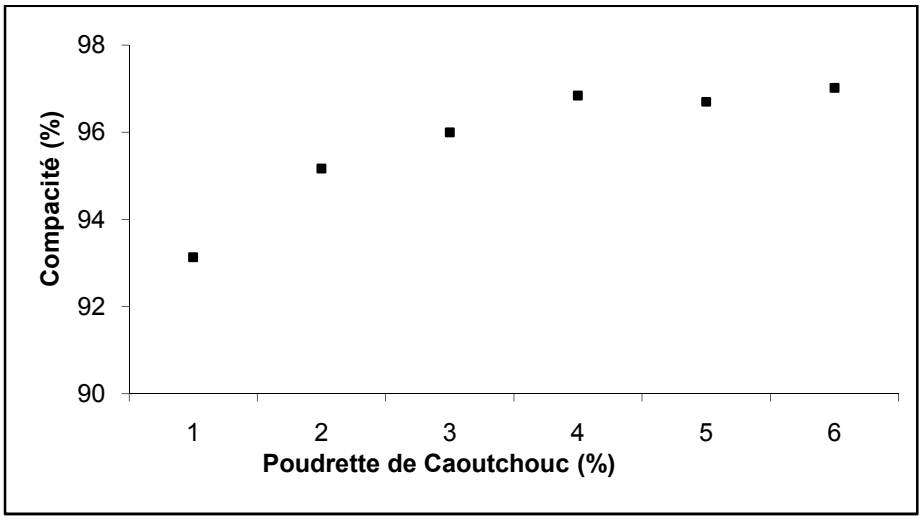


Figure3 : Compacité en fonction de dosage de poudrette de caoutchouc (BOPC).

En faisant varier le pourcentage de poudrette de caoutchouc de 0 à 5% par pas de 1%, on remarque que la compacité du béton augmente entre 0 et 1% d'ajout, Les vides inter-granulaires des agrégats ont été occupés par les fillers de caoutchouc, ce qui diminue le volume des vides afin d'augmenter la compacité. Cette augmentation

de compacité est peu visible entre 1% et 5%, ceci est du à la diminution du pourcentage des vides à remplir. Donc on peut parler d'une stabilisation de la compacité au delà de 1%.
La maniabilité s'améliore lorsque le dosage en poudrette augmente, ceci est justifié par la faible absorption d'eau par les particules de caoutchouc, ce qui conduit à un gain d'une quantité d'eau de gâchage pour les autres constituants de béton, sans variation de rapport (E/C) qui reste fixe (E/C =0.51).

CONCLUSION

L'analyse des résultats des essais de résistance à la compression et à la traction par flexion nous permet de conclure que la teneur de 3% en poudrette de caoutchouc introduit constitue un pourcentage intéressant. Ce taux de 3% peut être considéré comme un taux optimal.

II-BETON DE SABLE DE DUNES

Tableau7: Composition et caractéristiques de la formulation de base

Dosage des éléments (Kg/m3)				Maniabilité (s)	ρ_a (Kg/m^3)	R_c (MPa)			R_t (MPa)
Ciment	Adjuvant	Eau	Sable de dunes			7j	28j	90j	
350	5.25	241.5	1541.7	8	2190	10	22.6	23.2	2.87

Où:
P_a : masse volumique apparente.
R_t : Résistance à la traction
R_c : Résistance à la compression.

Notons : BSD PC : Béton de sable de dunes modifié à la poudrette de caoutchouc.

Tableau8 : Composition et caractéristiques de la formulation de base de (BSD PC) pour1 m3

Compositions / Constituants (Kg/m3)	BSDPC1%	BSDPC2%	BSD PC 3%	BSD PC 4%	BSD PC 5%
Ciment	350	350	350	350	350
Adjuvant	5.25	5.25	5.25	5.25	5.25
Sable de dunes	1526.3	1510.91	1495.5	1480.08	1464.66
Poudrette de caoutchouc (g)	15.41	30.82	46.25	61.66	77.07
Eau	241.5	241.5	241.5	241.5	241.5

Tableau9 : Caractéristiques des compositions BSDPC

Caractéristiques	ρ (Kg/m3)	Maniabilité(s)	Rc (MPa)			Rt (MPa)
Compositions			7j	28j	90j	28j
BSDPC 1%	1415	7.5	8.6	16	16.5	1.83
BSDPC 2%	1340	7	6.9	13.2	13.71	1.7
BSDPC 3%	1280	6	5.29	11.3	10.3	1.57
BSDPC 4%	1205	5.5	4.15	9.12	7.15	1.25
BSDPC 5%	1180	5	4.06	8.7	7.05	1.13

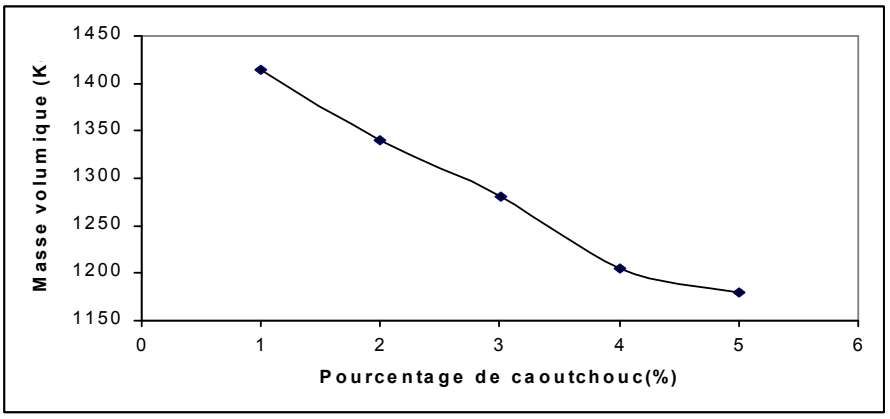


Figure4: Masse volumique de BSDPC.

La masse volumique diminue avec l'augmentation du pourcentage de la poudrette de caoutchouc. Elle est diminuée à cause de la légèreté de la poudrette de caoutchouc.

Le béton de sable de dunes et grâce à sa petite granularité est plus léger que les bétons traditionnels.

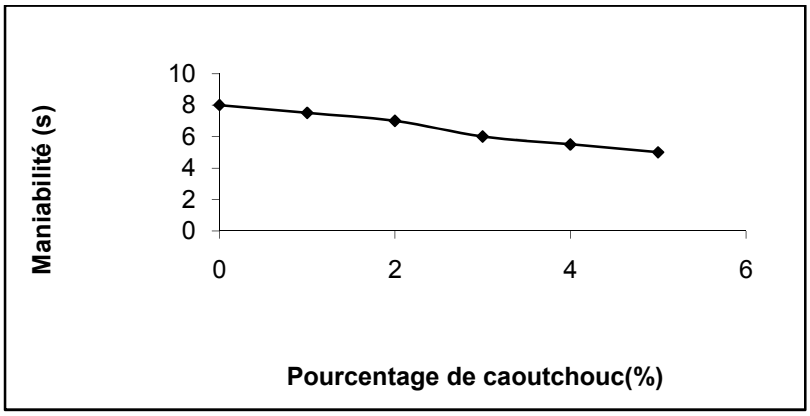


Figure5: Maniabilité de BSDPC en fonction du pourcentage de caoutchouc

L'ajout de la poudrette de caoutchouc allège davantage les bétons de sable de dunes. Plus la proportion de la poudrette de caoutchouc augmente, plus la masse volumique du composite diminue. Ceci est normal du fait qu'on a introduit des grains de caoutchouc de structure poreuse dans une matrice cimentaire plus dense et plus lourde. De plus, nous pouvons aussi remarquer que cette diminution est presque linéaire.

La résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc incorporé. Pour un pourcentage de 4% de caoutchouc incorporé la résistance à la compression du béton représente prés de 36% de la résistance du béton témoin. De la même façon que le béton ordinaire ceci est du à la mauvaise cohésion inter – granulaire favorisée par les particules de caoutchouc.

Tableau10 : La résistance à la compression du béton de sable de dunes à 7, 28 et 90 jours

	Compositions	BSD 0 %	BSD PC 1%	BSD PC 2%	BSD PC 3%	BSD PC 4%	BSD PC 5%
R_c (MPa)	7 jours	10	8.6	6.9	5.29	4.15	4.06
	28 jours	22.6	16	13.2	10.29	8.15	7.65
	90 jours	23.2	16.5	13.71	11.3	9.12	8.7

Nous pouvons admettre que le pourcentage de 3% de poudrette de caoutchouc introduit est un pourcentage intéressant vu que la résistance à la compression est égale à 45% à 28 jours et de 48% à 90 jours de celle du béton témoin.

Tableau11: La résistance à la traction par flexion du béton de sable de dunes modifié

Compositions	BSDPC 1%	BSD PC 2%	BSD PC 3%	BSD PC 4%	BSD PC 5%
Rt 28 j (MPa)	1.83	1.7	1.57	1.25	1.13

La résistance à la traction par flexion diminue avec l'augmentation du pourcentage de la poudrette de caoutchouc. Pour un pourcentage de 4% de la poudrette de caoutchouc la résistance à la traction par flexion du béton a une valeur de 43% de la résistance du béton témoin. De la même façon que le béton ordinaire ceci est du à la mauvaise cohésion inter –granulaire favorisée par les particules de caoutchouc. Par les données obtenues dans le tableau V.20 nous pouvons admettre que le pourcentage de 3% de la poudrette de caoutchouc introduit est un pourcentage intéressant vu que la résistance à la traction par flexion atteint un taux de 54 % à 28 jours de celle du béton témoin.

La Compacité De Béton De Sable De Dunes Modifie

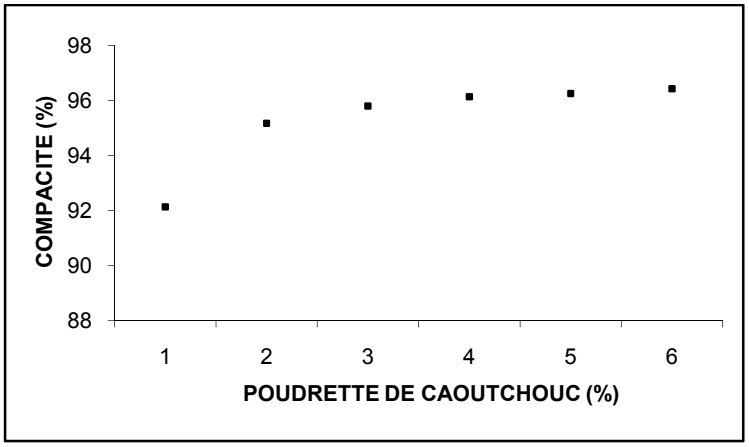


Figure6 : Compacité en fonction de dosage de poudrette de caoutchouc (BSD PC).

❖ En faisant varier le pourcentage de poudrette de caoutchouc de 0 à 5% par pas de 1%, on remarque que la compacité du béton augmente entre 0 et 1% d'ajout. Les vides inter-granulaires de sable de dunes ont été occupés par les fillers de caoutchouc, ce qui diminue le volume des vides afin d'augmenter la compacité.

❖ Cette augmentation est peu visible entre 1% et 4%, ceci est du à la diminution du pourcentage des vides à remplir. Donc on peut parler d'une stabilisation de la compacité au delà de1%.

❖ La maniabilité s'améliore lorsque le dosage en poudrette augmente, ceci est justifié par la faible absorption d'eau par les particules de caoutchouc, ce qui conduit à un gain d'une quantité d'eau pour les autres constituants de béton, sans variation de rapport (E/C) qui reste fixe (E/C =0.69).

CONCLUSION GENERALE

❖ Cette étude a mis en évidence la possibilité de valorisation du sable de dunes qui représente 70% des matériaux locaux du Sud Algérien et d'un déchet résultant de pneus usagés présents en grandes quantités non valorisables. Nous avons résolu ainsi un double problème environnemental (diminuer les zones de stockage et éviter ainsi la contamination du milieu), économique et technique rencontré dans le domaine de la construction.

❖ Nous nous sommes intéressés à l'incorporation d'un élastomère acrylonitrile butadiène (NBR) sous forme de poudrette de caoutchouc dans un béton ordinaire et dans un béton de sable de dunes, non pas par souci

d'amélioration des performances mécaniques mais afin de comparer leurs caractéristiques et leur comportement. Ce polymère qui n'est pas biodégradable, est un déchet industriel. L'étude expérimentale sur les compositions testées a permis de montrer que l'ajout avec des pourcentages faibles au béton de sable et au béton ordinaire, est déconseillé lorsque le but principal est la résistance.

❖ En effet ; si l'ajout d'additifs bien choisis permet le plus souvent d'améliorer les caractéristiques et les propriétés des mélanges, et si l'amélioration croît en général avec le degré de modification, l'excès peut parfois conduire à l'inverse.

❖ Le pourcentage optimal de l'incorporation de la poudrette de caoutchouc est de 3 % pour les deux bétons.

❖ Le béton de sable et grâce à sa petite granularité est plus léger que les bétons traditionnels. L'ajout de la poudrette de caoutchouc allège d'avantage les bétons de sable ; on a introduit des grains de caoutchouc de structure poreuse dans une matrice cimentaire plus dense et plus lourde. Cette diminution est presque linéaire.

❖ La maniabilité s'améliore lorsque le dosage en poudrette augmente, ceci est justifié par la faible absorption d'eau par les particules de caoutchouc, ce qui conduit à un gain d'une quantité d'eau de gâchage pour les autres constituants de béton.

❖ La résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc incorporé. Pour un pourcentage de 4% de caoutchouc incorporé la résistance à la compression du béton ordinaire représente prés de 45% de la résistance du béton témoin ; par contre pour le béton de sable elle représente 36% de celle du béton témoin. Ceci est dû à la mauvaise cohésion inter –granulaire favorisée par les particules de caoutchouc.

❖ Les caractéristiques mécaniques du béton de sable modifié comparativement à celles du béton ordinaire modifié à la même poudrette ne permettent pas leur utilisation dans les éléments structuraux. Cependant on pourrait les utiliser comme matériau pour les bordures de trottoirs, les éléments décoratifs, ainsi que dans la séparation de voies pour les autoroutes. …

RÉFÉRENCES

[1] MEZIDI. A., «étude comparative des caractéristiques et du comportement d'un béton de sable de dunes et d'un béton ordinaire modifies a la poudrette de caoutchouc», Mémoire de Magister, ENP2008.

[2] GUENNOUN. R., «Étude et formulation d'un béton de sable de dune», PFE., ENP2003.

[3] SABLOCRETE, Béton de sable, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, France, (1994).

[4] NGUYEN THANH LONG, «Le Pneusol : Recherches – Réalisations – Perspectives», Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France (1993).

[5] KETTAB .R :«valorisation du sable de dune», Thèse de Doctorat d'État, ENP 2007.

[6] HADDADI. S, « Influence de la poudrette de caoutchouc sur le comportement au fluage des enrobés bitumineux», thèse de doctorat, USTHB 2007.

[7] DREUX G. et FESTA J. « Nouveau guide du Béton et de ses constituants », Eyrolles Huitième édition, Paris 1998.

[8] BENOUMECHIARA N. « Elaboration et caractérisation d'un matériau à partir d'un déchet industriel », Thèse de Magister, ENP 2002.

[9] BADERINA .M :«caractérisation mécanique et physique des béton de sable a base de déchets de bois », thèse de doctorat, ENP 2007.

[10] BENAISSA, A MORLIER .P, VIGUIER .C:« Microstructure Du Béton De Sable» Article de Cement And Concrete Research (OCT. 1992).

[11] KETTAB, R., BALI, A., FLEUREAU, J.M. « Modified bituminous concrete ». International Conference Sustainable Waste Management and Recycling Challenge and Opportunities du 14 au 15 September 2004; Londres.

[12] KETTAB, R., BALI, A. ALLICHE« Rubber modified sand concrete for waste management» ; International Journal of Nuclear Energy Science and Technology (IJNEST), Volume 3 N°1 pp 63-75, (2007).

[13] GUETTALA A, MEZGHICHE B, CHEBILI, « Valorisation D'un Déchet Industriel pour La Confection D'un Béton De Sable», Séminaire International de Géomatériaux M'sila Algérie Mars 2003.

4. P SESSION COMPLEMENTAIRE (POSTER)

CONTRIBUTION AU CALCUL PARASISMIQUE SELON LE SPECTRE DE REPONSE DU SIESME DE BOUMERDES 23 MAI 2003 ET COMPARAISON AVEC LES REGLEMENTTIONS PARASISMIQUES ALGERIENNES

Souadek Seyfeddine[1], Abdelhamid Becheur[2], Abdelkader Tahakourt[2]

[1] *Etudiant En Doctorat, Laboratoire De Technologie Des Matériaux Et De Génie Des Procédés, Université De Bejaïa, Route De Tharga-Ouzemour, 06000, Bejaïa, Algérie, E-mail : seyf_souadek@yahoo.fr*

[2] *Laboratoire De Technologie Des Matériaux Et De Génie Des Procédés, Université De Bejaïa, Route De Tharga-Ouzemour, 06000, Bejaïa, Algérie*

Thème N° 7 : REGLEMENTATION PARASISMIQUE

Résumé

Les séismes sont inévitables. Ils se sont produits dans le passé, il s'en produira à l'avenir de tout aussi violents. Faute de pouvoir les éviter dans la conception des constructions, on doit s'efforcer de prévenir ou du moins de limiter les dommages qu'ils occasionnent. Dans notre étude, on va faire un calcul parasismique selon le spectre du séisme de Boumerdes 23 Mai 2003 qui a été détruit plusieurs bâtiments causant des pertes en vies et biens inestimables où la quasi-totalité des ouvrages détruits sont des structures autostables .Une comparaison entre ce calcul et le code RPA99 version 2003 est présenté, en plus d'une explication des raisons des dommages importants et la ruine de ce type des constructions par une analyse dynamique qui a été faite sur différents structures autostables à l'aide du code de calcul éléments finis SAP2000.

Mots –Clés : *Séisme – structures - règlement parasismique – spectre de réponse – étude dynamique*

1. INTRODUCTION

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses préoccupations privilégiées. De nos jours, la construction connaît un très grand essor pour s'adapter à l'évolution des goûts et à la nouvelle technique de construction qui permet une flexibilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les actions sismique sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées, ils occupent un problème d'actualité provocant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices [1].

Le Nord de l'Algérie est fortement frappé par les tremblements de terre, il se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, il est classé comme zone à forte sismicité. Les 50 dernières années témoignent du désastre qu'ont connu les villes sièges de ses séismes meurtriers, le nombre de victimes, quelquefois difficile à évaluer, se chiffre souvent par milliers. Notamment les séismes destructeurs de la région « Chlef » (El-Asnam 1980 et Orleansville en 1954) qui ont marqué profondément la mémoire des algériens et plus récemment, celui survenu le 21 Mai 2003 à Boumerdes qui vient rappeler que le nord algérien très peuplé n'est pas à l'abri des catastrophes naturelles augmentant ainsi la notion de risque qui n'est que le produit de l'aléa sismique par la vulnérabilité, et qu'il faudrait prendre sérieusement en considération étant donné que nous sommes dans une zone reconnue sismique.

La conception parasismique en Algérie des ouvrages est un besoin primordial qui a fait un pas considérable dans le cadre global de la protection des bâtiments face aux séismes. Cette construction parasismique exige le respect préalable des règles normales de bonne construction mais repose également sur des principes spécifiques dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leur mode d'application sont généralement réunis avec plus ou moins de détails dans les codes parasismiques qui doivent assurer une protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. De nombreuses règles et recommandations ont été éditées dont en particulier : Les règles parasismiques. RPA 88, révisés en 1998, 1999 et en 2003 [2].

La règlementation parasismique Algérienne reste toujours insuffisante et besoin d'être révisé au vu des actions faites durant les séismes qui nous ont frappés et marqués. Donc, Ce n'est qu'à travers les erreurs qu'on apprend à éviter le pire pour les générations futur pour cela Il faudrait penser à court, moyen et long termes selon un schéma bien définit pour une amélioration effective des règles pour qu'il puissent répondre aux exigences de sécurité ainsi que recherches menées dans ce domaine qui ne cessent d'évoluer afin de mieux se prémunir et éviter d'autres catastrophes.
Dans le cadre de notre travail, on va faire une étude parasismique selon le spectre de séisme de Boumerdes 23 Mai 2003 tout en faisant une comparaison avec la réglementation parasismique Algérienne pour mieux comprendre, connaitre et donner explication des causes et raisons de destruction des constructions afin de concevoir, analyser et réaliser des structures capables de résister aux agressions sismiques et réviser la réglementation existante.

2. CONCEPTION DES SPECTRES D'ACCELERATIONS SPECTRALES DES SEISMES DE DOUMERDES, D'ELCENTRO ET COMPARAISON AVEC LE SPECTRE RPA99

Pour faire une comparaison entre les spectres d'accélérations spectrale de réponses, il faut les établir tout d'abords. La détermination de ces spectres se fait par un calcul élastique et puis inélastique, notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistré sous forme d'accélérogrammes. L'enregistrement temporel de l'accélération du sol est fait sous forme optique ou digital. L'intégration des équations des mouvements pour ces enregistrements permet d'avoir des spectres de réponses et d'estimer les accélérations spectrales (Sa), les vitesses spectrales, et les déplacements spectraux (Sd). Ici, nous intéressons par ceux des accélérations spectrales (Sa), et à l'aide du logiciel Matlab, un programme d'intégration pas-à-pas directe de l'équation de mouvement qui est issu du calcul dynamique d'un système oscillateur à un degré de liberté qui assimile une structure d'un degré de liberté. L'équation du mouvement en déplacement relatif d'un oscillateur excité par un mouvement du sol sur sa base est donnée par [3]:

$$\ddot{u}(t) + (4\pi\xi/T)\,\dot{u}(t) + (4\pi\pi/T)\,u(t) = -x_{\ddot{s}}(t) \qquad (1)$$

Avec :
u : déplacement relatif par rapport à la base
$\dot{u}$: vitesse relative
$\ddot{u}$: accélération relative
ζ : est le facteur d'amortissement
T: est la période propre de l'oscillateur par la relation
$x_{\ddot{s}}$: accélération du sol de la fondation

2.1. Spectres de réponses élastiques

2.1.1. Spectres de réponse élastique du séisme de Boumerdes (composante Nord-Sud, N-S), (composante Est-Ouest, E-W) et Elcentro1940, Californie (composante Nord-Sud, N-S)

Par un programme Matlab d'intégration numérique directe pas à pas de l'équation du mouvement (1), d'un pas Δt= 0.005s pour un facteur d'amortissement ξ=0.05, les spectres de réponses élastique (accélération spectrale Sa, pour les deux composantes du séisme de Boumerdes (Nord-Sud et Est-Ouest) et la composante du séisme d'Elcentro (Nord-Sud), sont établis et tracés. Ces spectres de réponses sont montrés dans la figure (1).

2.1.2. Spectre élastique de la RPA (réglementation parasismique Algérienne)

Tout d'abord et avant de tracer le spectre d'accélération élastique, il faut que nous calculons l'accélération spectrale (Sa) en fonction de la période :

$$Sa/g = A*D \qquad (2)$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (article 4.2.3) [4].
D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases} \qquad (3)$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (article 4.3.3) [4].
η : facteur de correction d'amortissement donné en fonction de ξ.
Dans notre travail, on choisit :

- Un sol de type rocheux (S1), donc $T_2 = 0.3$ s
- La zone sismique III et groupe d'usage 2, A= 0.20
- On prend un période naturelle de T = 0.3 s maximal
- Un coefficient d'amortissement ξ= 5%, automatiquement $\eta = 1$ (article 4.2.3) [4].

Après le calcul, on peut tracer le spectre d'accélération élastique de réglementation Algérienne comme montré dans la figure 1.

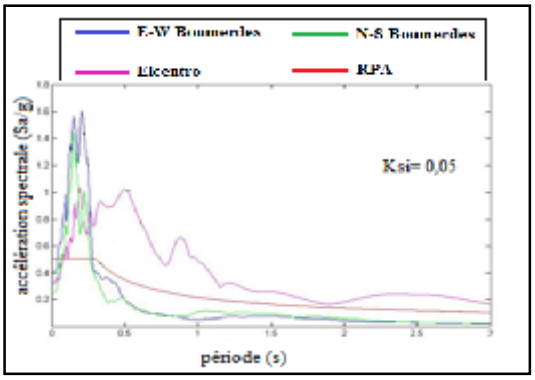


Figure 1. Comparaison des trois spectres d'accélération spectrale élastique (N-S, E-W) de Boumerdes et (N-S) d'Elcentro avec le spectre d'accélération spectrale élastique de RPA avec ξ=0.05.

D'après cette figure, on peut constater que les deux spectres d'accélérations élastiques des deux composantes du séisme de Boumerdes (N-S et E-W) ont presque même forme et presque même petite bande des périodes T = 0 à 0.28s pour les grandes valeurs d'accélérations spectrales. La différence est claire en valeurs des pics des accélérations maximales. Cependant, le spectre d'accélérations élastiques du séisme d'Elcentro montre une phase modérée des périodes T = 0 à 1.2s. En résulte que d'amplification l'amplification dans la petite bande des périodes pour les deux composantes de séisme de Boumerdes sont plus grand que celle dans la bande modérée du séisme d'Elcentro par rapport à l'accélération du sol de chacun d'elles respectivement.
Comme une deuxième remarque, le spectre élastique de RPA ne couvre pas les spectres d'accélérations spectrales des deux composantes de Boumerdes sauf les périodes supérieures à T≥ 0.28s et des très petites périodes en commun avec le spectre d'accélérations spectrales élastique du séisme d'Elcentro. Cependant, la partie restante du spectre d'Elcentro n'est pas couverte par le spectre RPA.

2.2. Spectres de réponses inélastiques (spectre de calcul)

Le spectre inélastique (de calcul) est la représentation de l'action sismique la plus couramment utilisée dans l'analyse des ossatures de bâtiments. Il est basé sur le spectre élastique en intégrant l'influence de la ductilité, dans l'aspect de la réponse de structures, en particulier, la capacité de dissipation d'énergie dans les zones à déformations plastiques, via le coefficient de comportement R.
On peut dire que les accélérations spectrale du spectre de réponse inélastique sont les mêmes du spectre élastique multiplié par le facteur de qualité Q et divisé par le facteur de comportement R.

$$Sa/g^{ine} = \frac{Sa/g^{ela} * Q}{R} \qquad (4)$$

Sa/g^{ine} : accélération spectrale inélastique normalisée par rapport à g.
Sa/g^{ela} : accélération spectrale élastique normalisée par rapport à g.
R : coefficient de comportement global de la structure (R= 3.5**)**. Voir tableau (4.3, Cat 1b) (article 4.2.3) [4]
Q **:** facteur de qualité (Q=1.10). Donnée dans (l'article 4.3.2) [3].

2.2.1. Spectres de réponse inélastique du séisme de Boumerdes (composante Nord-Sud, N-S), (composante Est-Ouest, E-W) et Elcentro1940, Californie (composante Nord-Sud, N-S)

Comme indique l'équation (4), la conception des spectres inélastique se fait directement du spectre de la réponse élastique des accélérations spectrales.les spectres de réponse sont montrés dans la figure 2.

2.1.2. Spectre élastique RPA (réglementation parasismique Algérienne)

On a déjà calculé les accélérations spectrales élastiques et on a tracé le spectre de réponse élastique de RPA99. Alors, les accélérations spectrales inélastique sont donnés par :

$$Sa/g = \frac{A*D*Q}{R} \qquad (5)$$

Sa/g, A, D, Q, R sont déjà définis précédemment.
Après le calcul, le spectre de réponse inélastique d'accélération spectrale est montré dans la figure 2.

Cette figure donne une première constatation sur la zone couverte par la RPA, elle prévoit pour des valeurs maximales d'accélération spectrale ne dépassent pas Sa/g = 0.157, malheureusement, le séisme de Boumerdes dépasse ces valeurs maximales presque trois fois, cela semble une des raisons de cause de dégâts très important sur les différentes structures et les vies humaines que les codes parasismiques prennent la responsabilité de les protègent. Le séisme de Boumerdes se caractérise par un grand pic d'accélération de chacune des deux composantes pour des courts enregistrements contenant des petites périodes, contrairement au séisme d'elcentro qui a un pic d'accélération modéré contenant des grands périodes relativement.

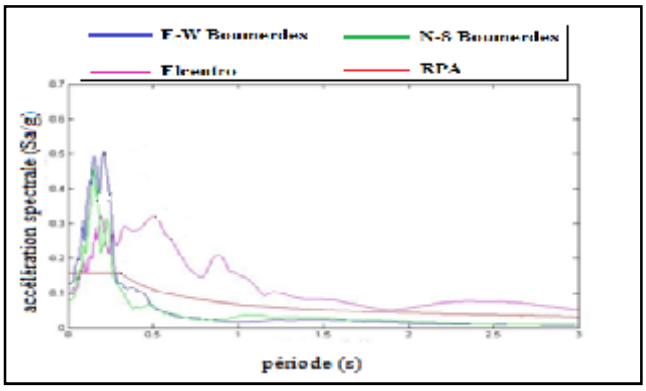


Figure 2. Comparaison des trois spectres d'accélération spectrale inélastique (N-S, E-W) de Boumerdes et (N-S) d'Elcentro avec le spectre d'accélération spectrale inélastique de RPA avec $\xi = 5\%$.

3. CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES (2 et 6 NIVEAUX) A OSSATURES AUTO-STABLES

3.1 Présentation des structures et modélisation

-Dimensions des structures en plan :
Sens longitudinal (x-z) L = 16 m
Sens transversal (y-z) l = 10 m
-Dimensions des structures en élévation :
Hauteur rez-de-chaussée h_R = 3.20 m
Hauteur niveau courant h_C = 3.20 m
-Dimensions des éléments porteurs:
La section des poutres :(bxh)= (30x40) cm²
La section des poteaux:(bxh)= (40x40) cm
Planchers : dalle pleine e = 16 cm
-Les caractéristiques mécaniques des matériaux:
Béton :
E_b = 25000 Mpa. E_b est le module de déformations du béton**.**
f_c = 25 Mpa. f_c : résistance caractéristique en compression après 28 jours.
Acier :
fe = 400 Mpa. Fe est la Contrainte élastique garantie (HA Fe E400).
Es = 200000 Mpa. Es est le Module de déformations longitudinales.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel SAP2000. Les deux modèles adoptés comportent (2 et 6 niveaux, voir la figure.3) avec un encastrement à la base. Les modèles ne comportent que des éléments porteurs (poutres, poteaux) et les planchers. Les planchers sont assimilés à des diaphragmes rigides.

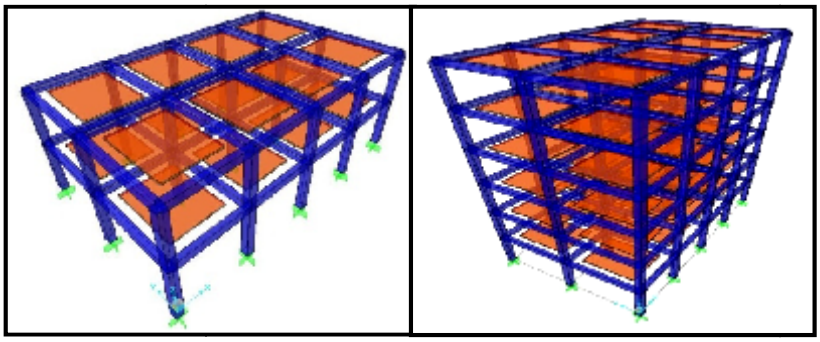


Figure 3. Modèle 3D (R+1 et R+5)

3.2 Etude dynamique

Au cours de notre étude, l'étude dynamique se fait par deux méthodes de calcul essentielles :
Par la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.2.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque. L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure, Soit:

$$V_d = \frac{A.D.Q}{R} W \qquad (6)$$

W : est le poids de la structure.
A, D, Q, R sont déjà donnés précédemment (titre 2.1) avec, A = 0.20. Q= 1.1, R = 3.5, D est donnée par l'équation (3).

3.2.2 Méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérogramme

Notre structures étant implantées en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel Sap2000 en utilisant La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes. Une enveloppe réelle de la déformé est obtenue par la méthode d'analyse dynamique temporelle. On a opté pour cette méthode en prenant un pas Δt= 0.005s et un facteur d'amortissement ξ =0.05 et pour méthode d'intégration, la méthode de Newmark (ß=0.25, γ=0.5). L'intégration à porté sur le temps entier de l'enregistrement. La composante horizontale d'accèlèrogramme utilisée dans l'analyse est celle du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès enregistrées avec une accélération maximale du sol (Sa=0.4 g) pour la composante (E-W). L'accèlèrogrammes de cette composante est représentée sur la figure (4).

L'une des vérifications préconisées par la RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_b^d obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalenteV_b^s.
On peut écrire cette condition (article 4.3.6) :

$$V_b^d > 0.8\, V_b^s \qquad (7)$$

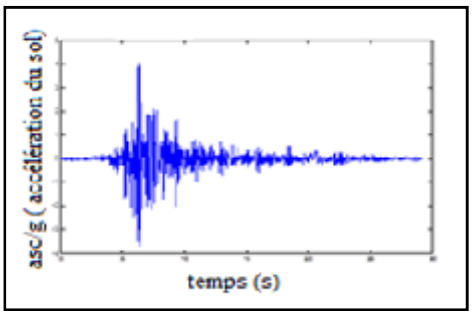


Figure 4. Accélérogeamme de la composante (E-W) du séisme de 21 mai 2003 (Boumerdes).

3.3 Analyse des structures

3.3.1 Structures à deux niveaux

La figure suivante illustre l'allure de la déformé de la structure en premier mode de vibration (voir Figure 5). Le tableau (1) résume toutes les données au période du premier mode de vibration ainsi que les résultantes des forces sismiques à la base :

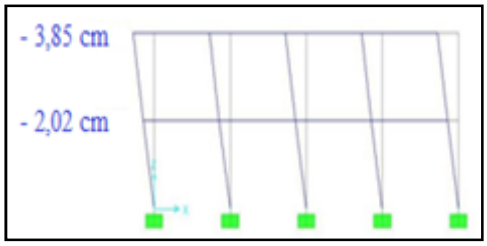


Figure 5. Déformation de la structure en 1er mode(T= 0,266s).

Tableau 1. Vérification de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.

A	D	Q	R	W(KN)	T(s)	V_b^s(KN)	0,8 V_b^s(KN)	V_b^d(KN)
0,2	2,5	1,1	3,5	2119.54	0.266	333.07	266,96	909.14

D'après le Tableau (1) on voit que : $V_b^d > 0{,}8\ V_b^s$ (condition 7), en plus la force dynamique $V_b^d = 909.14\ KN$ égale presque trois fois la force sismique calculée par la méthode statique équivalente à la base $V_b^s = 333.07 KN$. Donc, on ne peut pas dire que la condition (7) est vraiment vérifié parcequ'on a une grande valeur de la force dynamique à la base ce qui entraine le phénomène de cisaillement des poteaux et la destruction de la structure par la suite.

3.3.2 Structures à six niveaux

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massique des 5 premiers modes considérés (Tableau 2) :

Tableau 2. Périodes et participations massiques.

Mode	**Période** Sec	**UX**	**UY**	**UZ**	**∑ UX**	**∑ UY**	**∑ UZ**
1	0,809797	0	0,82695	4,77E-15	0	0,82695	4,771E-15
2	0,725632	0,83548	0	3,31E-17	0,83548	0,82695	4,804E-15
3	0,498058	0,00000207	0	2,42E-17	0,83548	0,82695	4,828E-15
4	0,261267	3,832E-20	0,10263	2,01E-14	0,83548	0,92958	2,489E-14
5	0,23724	0,10045	2,04E-20	3,38E-16	0,93593	0,92958	2,523E-14

Les résultats de calculs des efforts tranchants sont montrés dans le tableau 3 :

Tableau 3. Vérification de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.

A	D	Q	R	W(KN)	T(s)	V_b^s(KN)	0,8 V_b^s(KN)	V_b^d(KN)
0,2	2,06	1,1	3,5	3180.83	0.809	520.33	416.26	403.50

Les diagrammes des efforts tranchants et des moments sont montrés dans la figure 6.

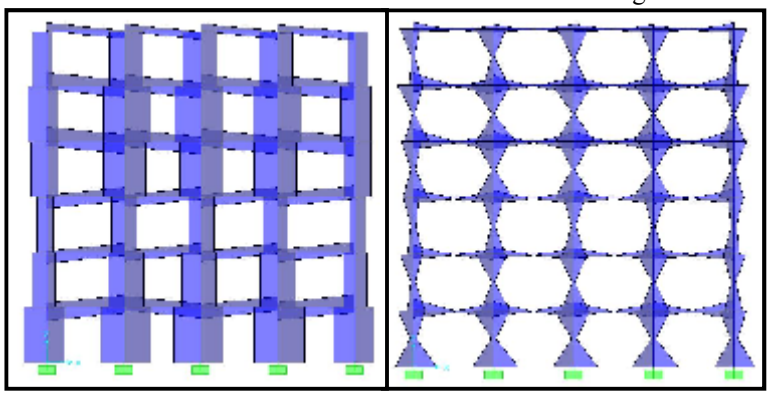


Figure 6. Diagramme des efforts tranchants à gauche et diagramme des moments à droite selon la composante (E-W)

L'allure de la déformé de la structure en premier mode de vibration est montré dans la figure (7).

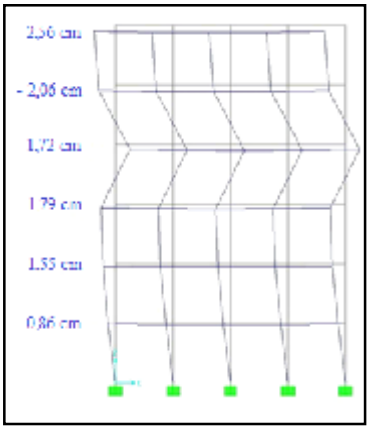


Figure 7. Déformation de la structure en 1er mode(T= 0,809s).

Vérification des déplacements inter-étages

Tableau 4. Vérification des déplacements inter-étages

NIVEAU	SENS X			$\overline{\delta}(cm)$	condition
	$\delta_K(cm)$	$\delta_{K-1}(cm)$	$\Delta_K(cm)$		
5	-2.56	-2.06	-0.50	3.20	☑
4	-2.06	1.72	-3.78	3.20	☒
3	1.72	-1.79	3.51	3.20	☒
2	-1.79	-1.55	-0.24	3.20	☑

1	-1.55	-0.86	-0.69	3.20	☑
RDC	-0.86	0	-0.86	3.20	☑

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \qquad (8)$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques E_i.

La RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he, (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que : $\Delta_K \leq \bar{\delta}$

D'après le (tableau IV .11) on voit que : $V_b^d > 0{,}8\ V_b^s$ donc la condition (7) n'est pas vérifiée.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié pour les niveaux (RDC, 1, 2 et 5), et n'est pas vérifier pour les niveaux (3 et 4 resp). $\Delta_K > \bar{\delta}$ $\begin{matrix} 3.51 > 3.20 \text{ cm} \\ 3.78 \geq 3.20 \text{ cm} \end{matrix}$

D'après le (tableau 2), on voit que le mode 1 n'est pas dominant et qu'il y a une contribution des modes supérieures jusqu'à le mode (5). La figure (6) des efforts tranchants et des moments respectivement montrent clairement la cause de la déformation de la structure en (Figure 7), où on trouve que les efforts tranchants et les moments sont plus importants aux avant derniers étages (surtout le 3^{eme} et 4^{eme} niveau).

4. CONCLUSION

Le règlement parasismique Algérien RPA99, établait un spectre de réponse inélastique pour séismes qui ont pour valeurs maximales d'accélération spectrale inélastique ne dépassent pas Sa/g =0 .157, malheureusement le séisme de Boumerdes (2003) dépasse ces valeurs maximales attribuées par RPA99. Les valeurs maximales pour ce séisme sont valeur Sa/g = 0.5g pour la composante E-W et Sa/g = 0.45g pour la composante N-S. Cela parait une des causes majeures des dégâts très important sur les différentes structures et les vies humaines.

Le spectre de réponse inélastique d'accélération spectrale de séisme de Boumerdes pour les deux composantes E-W et N-S a une forme particulière par rapport les spectres de réponses inélastiques des séismes ordinaires qu'ils ont des accélérations spectrales modérées avec une longue bande de période, il se caractérise par un grand pic d'accélération spectrale pour une petite bande de période T = 0 à 0.28s qu'elle n'est pas couverte par le spectre de RPA99. Cela fait que la force sismique sera fortement amplifiée pour les structures dont le spectre des périodes naturelles se situe dans cette bande ou l'interfère de même que pour les bâtiments dissymétriques ou la torsion perturbe son comportement dynamique est fait que la contribution des modes supérieurs sera notable, car en général ces modes sont caractérisées par de faibles périodes naturelles qui tendent vers cette bande.

Les structures qu'on a étudié sont de hauteurs déférents pour mieux comprendre le comportement de chacune d'elles, la première concerne une structure de petite hauteur (deux niveaux) dont l'analyse dynamique par accélérogramme montre que la force sismique est plus grand que celle de la force sismique calculée par la méthode statique, ce qui entraine un damage direct des structures de ce type. En plus, ce type de structures

caractérise par des petites périodes ce qui signifie qu'elles situent dans la bande des périodes la plus dangereuse des spectres du séisme de Boumerdes.
La deuxième concerne les structures de grands hauteurs (six niveaux), les efforts tranchants à la base ne sont pas vérifiés la condition $V_b^d < 0{,}8V_b^s$, leurs premier mode n'est pas dominant (inferieur à 90%) donc il y a une contribution des modes supérieurs qui influent sur la stabilité des structures malgré que leurs périodes sont situent en dehors de la bande dangereuse (T > 0.3s).
Ces modes supérieures causent des déplacements inter-étages plus importants dépassent les limites attribués par le règlement Algérien RPA ($\Delta_K > \overline{\delta}$), surtout dans les avants derniers étages, en entrainant des efforts tranchants et des moments plus forts qu'ils travaillent comme une force de cisaillement dans ces étages. La ruine des étages supérieures fait que leurs propre poids soient une surcharge sur les étages inférieurs ce qui n'est pas prévu et provoque la destruction de toute la structure. Dans ce type de structures il faut toujours garder le ferraillage des poteaux aux niveaux supérieurs semblable au ferraillage à la base (avec les sollicitations maximaux) se qui signifie, conserver un ferraillage unique tout le long de la structure pour évité les effets de la contribution des modes supérieurs et met la structure et les vies en sécurité.
Donc, il faut toujours essayer d'améliorer et réviser le règlement parasismique et de lui rendre plus efficace et plus performant contre les séismes. On prend en considération que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de Plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismicité.

Bibliographie

[1] Zeghichi, L., Merzougui, A. et Mezghiche, B., Courrier du Savoir – N°06, Juin 2005, pp.67-69.
[2] Kebaili. B, Redjel. B., SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries ENSET. Oran (Algeria) - October 12-14, 2009
[3] André Plumier. (2006), Conception parasismique, Université de Liège.
[4] Règles parasismiques Algériennes RPA99, Centre National de Recherches Appliquées en génie parasismique.

ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SABLE LIMONEUX : INFLUENCE DE DIAMETRE EFFICACE

A.CHERIF TAIBA[1], Y. MAHMOUDI[1], M. BELKHATIR[1], A. KADRI[1], T. SCHANZ[2]

[1]Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, université de Chlef (Algérie), Cheriftaiba15@yahoo.fr

[2]Laboratoire de génie de fondation, mécanique de sol et roche, université de Rhur Bochum (Allemagne)

Abstract: This study deals with the effect of the gradation (effective diameter) on the mechanical behavior of sand-silt mixture samples that were reconstituted in the laboratory. A series of shear box tests were carried out on different sand-silt mixture samples reconstituted to study the influence of grading characteristics, particularly, the effective diameter (D_{10}) on the mechanical response of Chlef sand-silt mixtures. The test results indicate that the presence of low plastic fines influences significantly the soil shear strength. Indeed, the shear strength decreases with the decrease of the effective diameter and increase of fines content for clean and medium sands. However, for fine sand, it decreases with the decrease of the effective diameter until 20% fines content. Beyond that it decreases with the increase of the effective diameter. For higher fines content (Fc=30%), similar soil tendency was recorded.

Key words: *mechanical behavior, silty sand, effective diameter, fines content.*

Résumé : Cette étude concerne l'influence de la granulométrie (diamètre efficace) sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon reconstitués en laboratoire. Des différentes séries des essais de cisaillement ont réalisés en laboratoire pour un mélange de sable d'Oued Chlef avec les fines pour l'évaluation l'influence des caractéristiques granulométriques, particulièrement, le diamètre efficace (D_{10}) sur la réponse mécanique de mélange sable de Chlef-limon. Les résultats obtenus indiquent que la présence des fines peu plastiques influence sur la résistance au cisaillement de sable, aussi la résistance au cisaillement diminue avec la diminution de diamètre efficace avec l'augmentation de teneur en fines pour le sable propre et sable moyen. D'un notre côté, pour le sable fin, elle diminue avec la diminution de diamètre efficace à un pourcentage de 20% des fines, puis elle diminue avec l'augmentation des de diamètre efficace. La même tendance a été observé pour le sable (Fc>30%).

Mots clés : *comportement mécanique, sable limoneux, diamètre efficace, teneur en fines.*

1. Introduction :

La granulométrie a des effets significatifs sur la résistance au cisaillement d'un sol (Boulet et al 2007). Un échantillon présentant une granulométrie peu étalée aura en effet de diminuer la résistance au cisaillement. Dans le cas de sols à granulométrie étalée, les grains fins (les fines) occupent l'espace entre les grains plus grossiers ce qui permet d'obtenir une structure plus stable et plus résistante. Donc la présence des fines (Chang et al.1982) et les caractéristiques granulométriques (D_{10}, D_{50}, Cu, ESR, MGSR et CUR) ont une influence significative sur la réponse mécanique des sols. Plusieurs études comme celles de (Hicks et Monismith 1971) ont montré que la résistance au cisaillement des sols granulaires dépend de la taille et la distribution des grains. Selon eux, la rigidité varie également si les grains sont partiellement ou totalement anguleux, ils ont constaté aussi pour les matériaux ayant la même quantité des fines et même distribution de grains, la rigidité croit avec l'augmentation de la taille maximale des grains. (Lee et Fitton 1968) ont mentionné que la taille des grains a un effet significatif sur la résistance de sable mais avec le respect de granulométrie et la forme des grains. (Finn et al. 1970; Ishihara et al. 1975; Miura et al. 1994) ont indiqué que la résistance augmente avec l'augmentation de taille des grains.(Seed et Peacock1971) ont montré que la résistance au cisaillement d'un sable fin diminue avec la diminution de D_{50} de 1mm à 0.08mm.(Chang et al. 1982) ont reporté que la résistance au cisaillement d'un sable propre a été affectée par la taille moyenne des grains D_{50}, et le coefficient d'uniformité Cu à condition que $D_{50}\leq$ 0.23mm. D'autres études trouvées des résultats concordants avec les études déjà mentionnées, comme l'étude de (Yamamuro et Ladd 1999) qui ont

trouvé une forte relation entre la quantité des fines et la résistance, d'après eux l'instabilité de sol croit avec l'augmentation des fines, ou il y a une différence entre le comportement de sable propre et celui avec les fines.

D'autres études dans littérature ont limité l'influence de caractéristiques de gradation sur la résistance du sol (Yilmaz et al.2008). Belkhatir .M et al (2011) ont étudié l'influence de D_{10} (qui correspond au diamètre des particules pour lesquelles on a un pourcentage de tamisât cumulé égal à 10%) sur la résistance d'un sable limoneux avec une densité relative Dr= 53%. D'après eux, la résistance au cisaillement augmente linéairement avec l'augmentation de D_{10}, mais à partir de diminution des fractions des fines. (Asskar Janalizadeh et al 2013) ont montré que la résistance diminue avec la diminution des caractéristiques granulométriques :($(D_{10}, D_{30}, D_{50}, D_{60})$ pour un mélange sable-limon.

L'objectif principal de ce travail est de présenter une étude expérimentale sur l'influence des caractéristiques granulométriques « le diamètre efficace, D_{10} » sur la résistance au cisaillement d'un mélange de sable-limon reconstitué en laboratoire avec deux densités relatives initiales (Dr = 15 et 90%) et une teneur en fines variant de 0% à 40%.

2. Dispositif et programme expérimental:

Les essais de cisaillement à la boite de Casagrande ont réalisé sur différentes classes granulaires dérivées à partir de sable de Chlef (sable propre, sable moyen et sable fin) mélangées avec le limon de Chlef. Le tableau1 représente les caractéristiques des matériaux utilisés. Les courbes granulométriques des matériaux étudiés mentionné dans la figure1.L'indice des vides maximum représente l'état lâche de sol par contre l'indice des vides minimum montre l'état dense de matériau qui ont déterminé à partir de norme ASTM D 4253 et ASTM D 4254 pour une fraction des fines variant de 0% à 100%.(Fc étant le rapport entre le poids de limon sur le poids total de mélange sable –limon).

Tableau1 : les caractéristiques des matériaux testés.

Matériau	Fc (%)	Gs	D_{10} (mm)	e_{max}	e_{min}
Sable propre+ Fines	0%	2.652	0.217	0.600	0.835
	10%	2.654	0.081	0.505	0.792
	20%	2.655	0.038	0.470	0.770
	30%	2.657	0.021	0.477	0.795
	40%	2.658	0.015	0.540	0.881
Sable moyen+ Fines	0%	2.655	0.266	0.423	0.676
	10%	2.656	0.080	0.343	0.645
	20%	2.657	0.055	0.340	0.637
	30%	2.659	0.020	0.355	0.647
	40%	2.660	0.014	0.400	0.711
Sable fin+ Fines	0%	2.664	0.089	0.540	0.764
	10%	2.664	0.081	0.534	0.753
	20%	2.665	0.042	0.482	0.701
	30%	2.665	0.151	0.492	0.770
	40%	2.665	0.019	0.499	0.813

Le programme comporte des essais de cisaillement sur le mélange des sables avec différentes fractions des fines=0%,10%,20%,30%,40% et une contrainte normale σ_n =100kPa.Tous les essais ont été réalisés par la méthode de pluviation à sec sur des échantillons de densité Dr=15% pour l'état lâche et Dr=90% pour l'état dense, l'indice de plasticité de limon utilisé I_p= 5,12% classé comme un sol peu plastique. Les essais ont été réalisés en utilisant un appareil de cisaillement « boite de Casagrande », ou la quantité d'échantillon se détermine en fonction (Dr, e_{max}, e_{min}), il se place entre deux demi- boites indépendantes sous forme d'une plaquette carrée

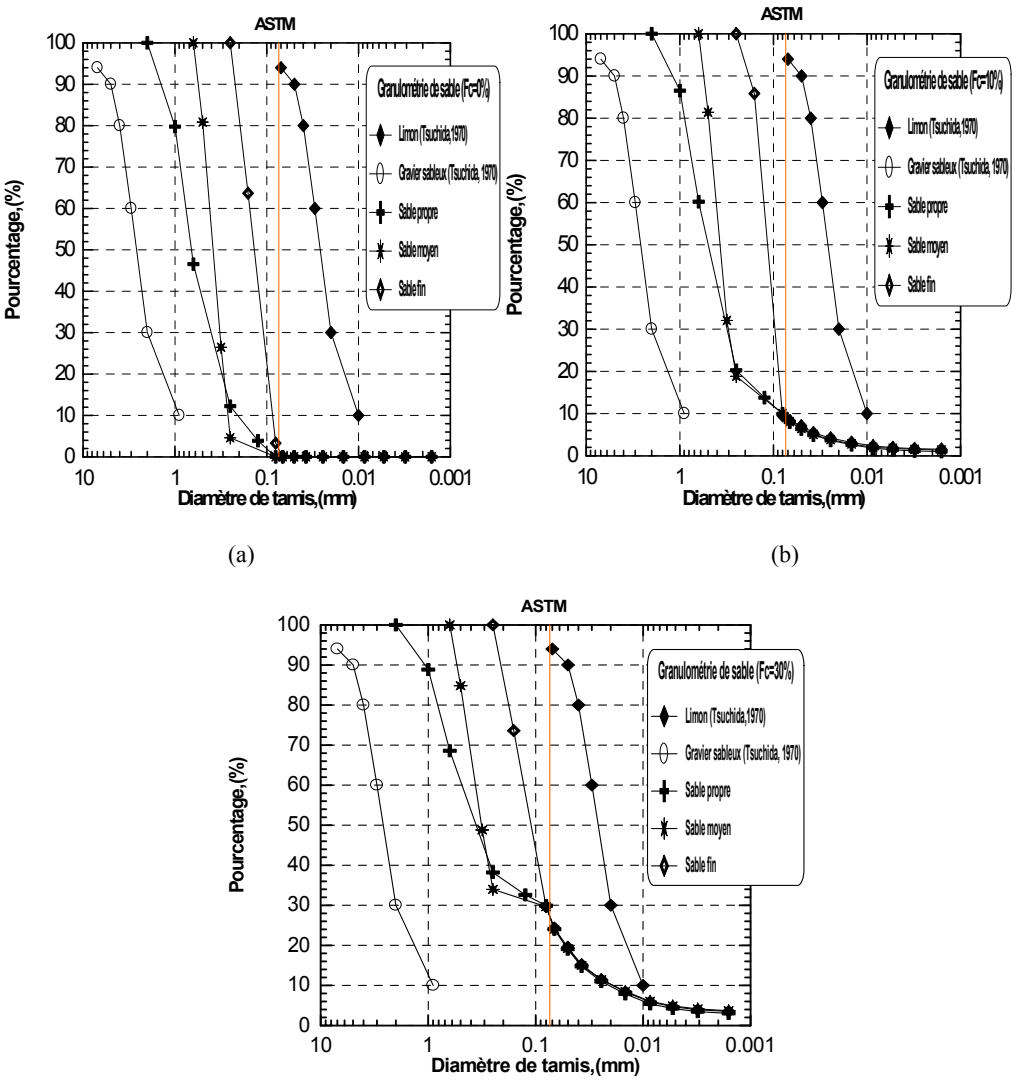


Figure1: La courbe granulométrique des mélanges
(a) Fc=0%, (**b)** Fc=10%, **(c)** Fc=30%.

3. Résultats des essais de cisaillement:

La Figure 2 présente l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges : sable propre, sable moyen et sable fin avec la fraction des fines peu plastiques (0%,10% et 30%). Les échantillons ont été reconstitués à l'état lâche (Dr=15%) et soumis à une contrainte initiale normale de 100 kPa. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal variant de 2-4 mm pour les trois classes de sable, puis elle diminue pour se stabiliser à partir de 4mm pour le sable propre à (Fc=0% et 10%) et à partir de 3mm (Fc=30%). Pour le sable moyen et fin, elle se stabilise à partir de 6mm.

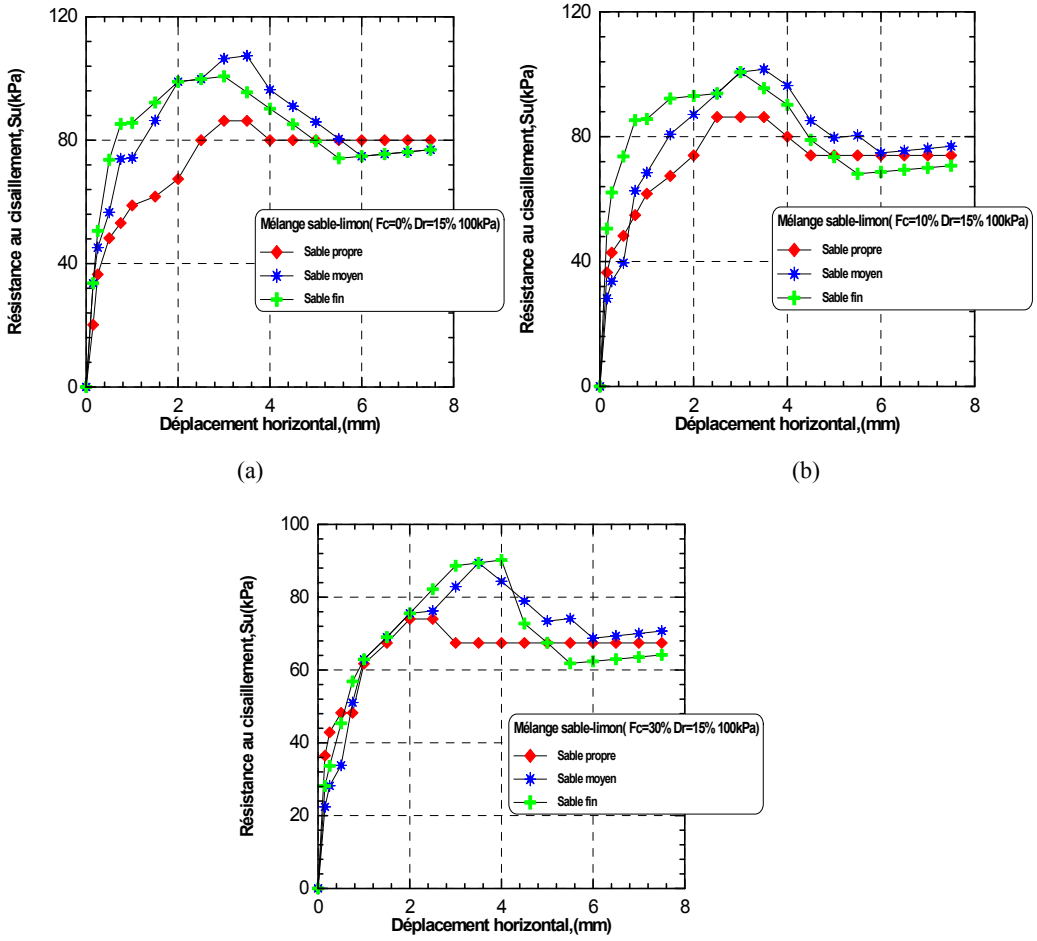


Figure2: Variation de résistance de cisaillement en fonction de déplacement horizontal pour les matériaux utilisés (Dr=15%, σ_n=100kPa), **(a)** (Fc=0%), **(b)** (Fc=10%), **(c)** (Fc=30%).

La Figure 3 présente la variation de la résistance de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges : sable propre, sable moyen et sable fin avec la fraction des fines peu plastiques (0%,10% et 30%). Les échantillons ont été reconstitués à l'état dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte initiale normale de 100 kPa. Les résultats indiquent que la résistance au cisaillement augmente au cours du

chargement et atteint un pic pour déplacement horizontal variant entre 0-2 mm pour les trois classes de sable à (Fc=0% et 10%), mais la valeur de résistance de cisaillement au pic pour (sable propre, sable moyen et sable fin) à (Fc=30%) varie de 1-3mm. Puis cette résistance diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement horizontal de l'ordre de 6mm pour le sable moyen et fin pour les trois fractions. Pour le sable propre, elle se stabilise à partir de 2mm (Fc=0% et 10%), et de 4mm pour (Fc=30%).

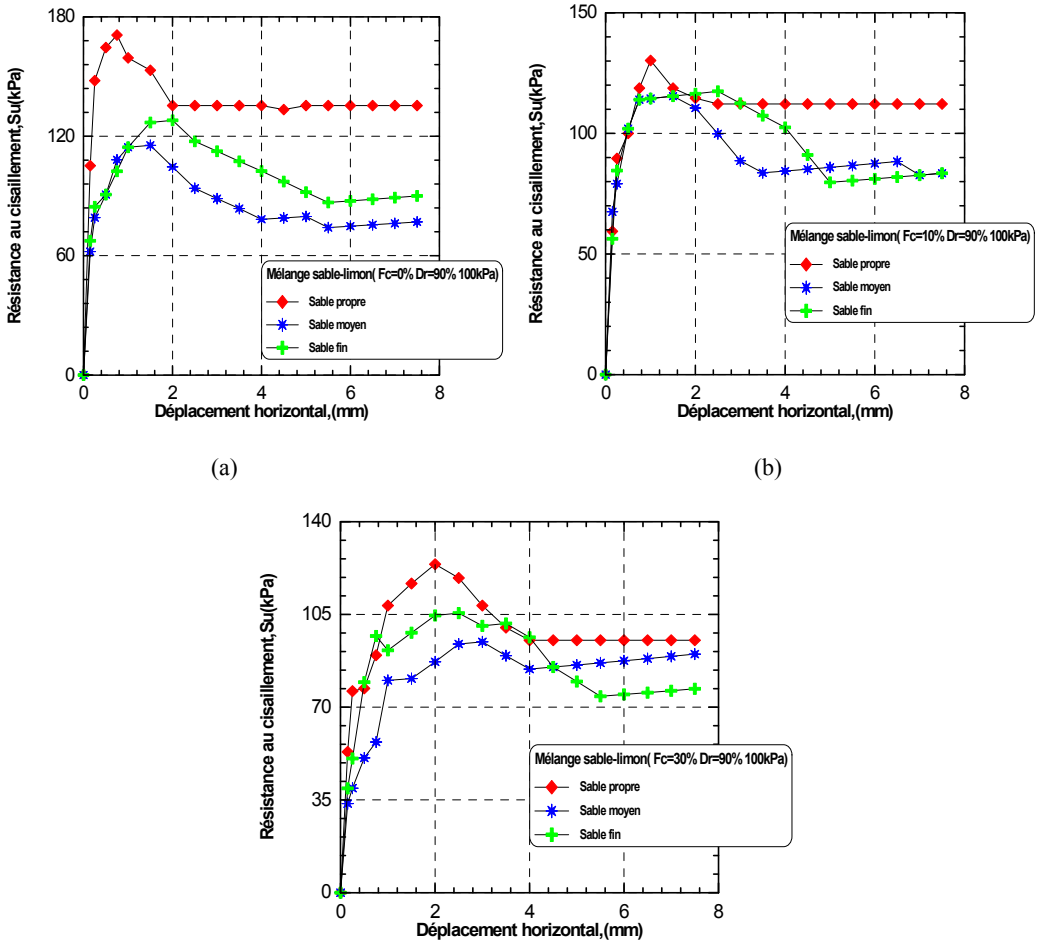


Figure3: Variation de résistance au cisaillement en fonction de déplacement horizontal pour les matériaux utilisés (Dr=90%, σ_n=100kPa), **(a)** (Fc=0%), **(b)** (Fc=10%), **(c)** (Fc=30%).

Effet de diamètre efficace sur la résistance au cisaillement :

La Figure 4 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du diamètre efficace D_{10} des mélanges : sable propre, sable moyen et sable fin avec la fraction des fines peu plastiques allant de (0% à 40%). Les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%), l'état dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte initiale normale de 100 kPa. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement

diminue avec la diminution de diamètre efficace D_{10} et l'augmentation de teneur en fines de 0% à40% pour mélange (sable propre et sable moyen) avec le limon. Pour le sable fin, elle diminue avec la diminution de D_{10} pour un pourcentage de 20% des fines, puis elle continue de diminuer avec l'augmentation de D_{10} à une teneur en fines (Fc=30%).

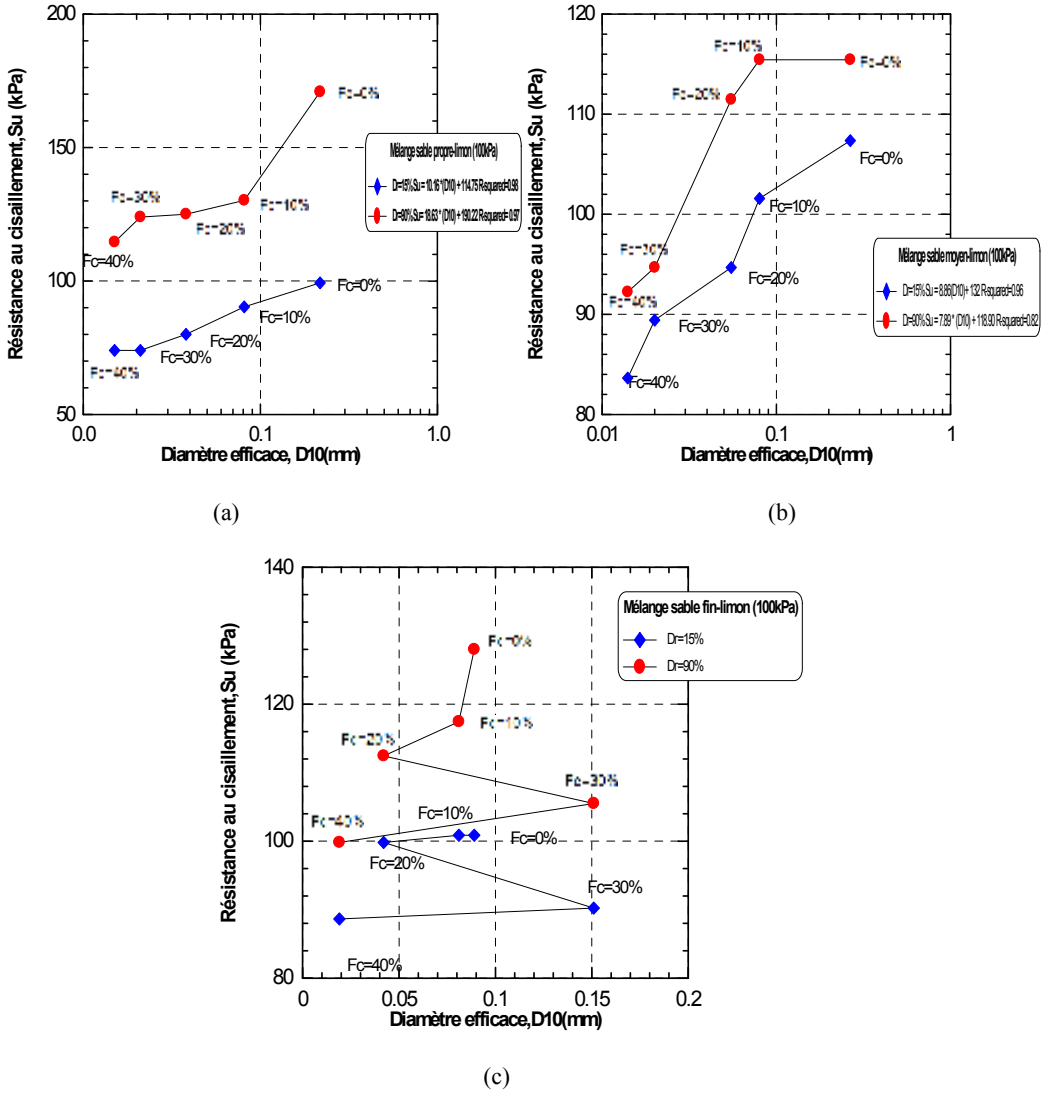


Figure4: Variation de résistance au cisaillement en fonction de diamètre efficaceD_{10} et teneur en fine (Fc), (σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

La Figure 5 montre la variation de la résistance au cisaillement en fonction du diamètre efficace D_{10} des mélanges : sable propre, sable moyen et sable fin avec la fraction des fines peu plastiques allant de (0% à 40%). Les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%), l'état dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte normale initiale de 100 kPa. Donc à partir de cette figure, les résultats illustrent une bonne

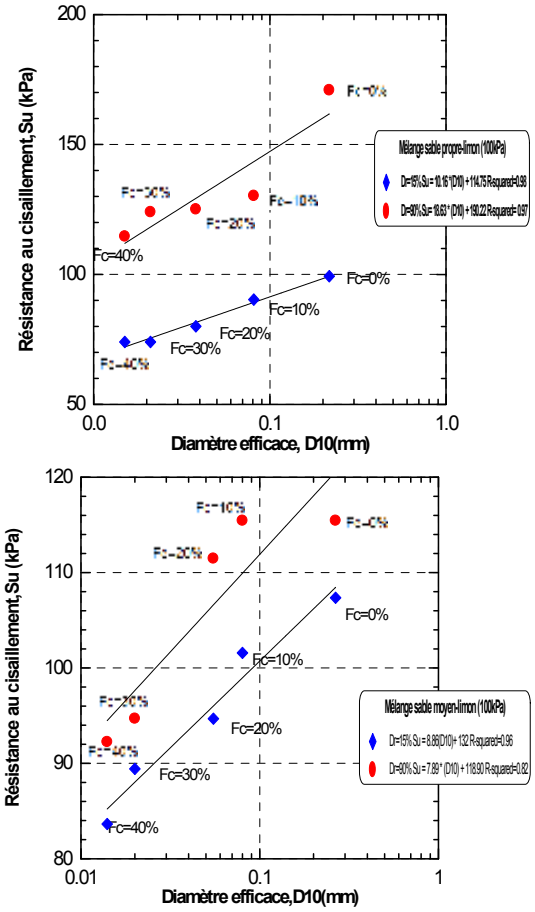
corrélation entre la résistance au cisaillement et le diamètre efficace (D_{10}) pour les deux classes granulaires à l'état dense (Dr=90%,),(sable propre : R^2=0.98, sable moyen : R^2=0.82), la même tendance a été observée pour l'état lâche (Dr=15%), pour sable propre (R^2=0.97), et sable moyen (R^2=0.96). Par contre, le diamètre efficace est un paramètre non pertinent pour la caractérisation de comportement mécanique de sable fin (Figure 5.c). Les équations suivantes montrent la relation entre la résistance au cisaillement et le diamètre efficace D_{10} pour les classes granulaires dérivées :

Sable propre : $Su=10.16(D_{10}) +114.75$ pour Dr=15% (1)

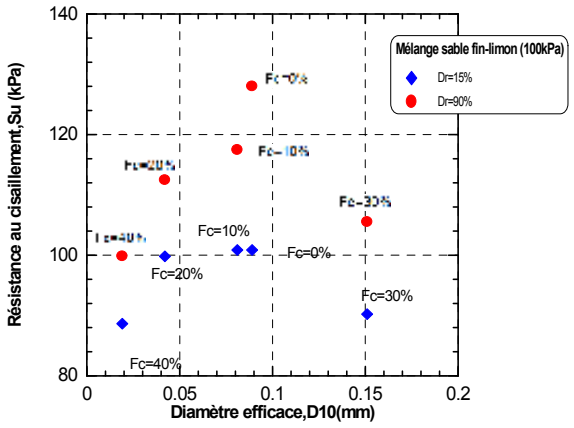
$Su= 18.63(D_{10}) + 190.22$ pour Dr=90% (2)

Sable moyen : $Su=7.89(D_{10}) +118.90$ pour Dr=15% (3)

$Su= 8.86(D_{10}) + 132.32$ pour Dr=90% (4)



(a) (b)



(c)

Figure5: Variation de résistance au cisaillement en fonction de diamètre efficace D_{10} et teneur en fine (Fc), (σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

4. Conclusion :

Cette étude comporte l'influence de diamètre efficace sur le comportement mécanique des différentes classes granulaires dérivées du sable d'Oued Chlef. L'étude a été réalisée pour des fractions de fines peu plastiques variant de 0% à 40%. Les résultats obtenus montrent que :

1-La fraction des fines peu plastiques en terme de caractéristiques granulométriques : (diamètre efficace, D_{10}) et conditions initiales (contrainte normale, densité relative) ont un effet significatif sur le comportement mécanique des différentes classes granulaires des mélanges sable-limon.

2-Pour les trois classes granulaires, la résistance au cisaillement augmente au cours de chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal allant de (2 à 4mm) à l'état lâche pour (Fc=0%,10% et 30%).Tandis qu'a l'état dense, le déplacement horizontal varie de (0 à 2 mm) pour (Fc=0% et 10%), mais pour une teneur en fines (Fc=30%), il varie de (1 à 3mm).

3-Pour les fractions de fines (Fc= 0% et 10%), la résistance au cisaillement de sable propre diminue pour se stabiliser à partir de déplacement horizontal de l'ordre de 4mm pour une densité de 15%, et à l'ordre de 2mm pour une densité de 90%. Par contre, à une teneur en fine peu plastique (Fc=30%), la résistance reste stable à partir d'une valeur de déplacement de (3mm, Dr=15%) et (2mm, Dr=90%).

4-Pour une densité relative (Dr=90%), la résistance au cisaillement diminue d'une classe granulaire à une autre (Su « sable propre »> Su « sable moyen »> Su « sable fin »).

5-La résistance au cisaillement diminue avec la diminution de diamètre efficace D_{10} et augmentation de teneur en fines peu plastiques (0% à 40%) pour les mélanges de sable propre et sable moyen avec les fines.

6-La résistance au cisaillement se diminue jusqu'à une teneur en fine de 20% avec la diminution de $D_{10,}$ puis elle continue à diminuer avec l'augmentation de D_{10} (Fc=30%). La même tendance a été observée pour le mélange sable fin-limon (Fc> 30%).

7-Une bonne corrélation entre la résistance au cisaillement et le diamètre efficace (D_{10}) pour sable propre (R^2=0.97) et sable moyen (R^2=0.96) pour les échantillons reconstitués à l'état lâche (Dr=15%).

References:

[1] Belkhatir, M., Arab, A., Schanz, T., Missoum, H., & Della N (2011) Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics, Granular Matter, Volume 13, N°5, pp. 599-609.

[2] Boulet,M.,Pierre, P.,et Doré, G.,(2007) Elaboration de modèle mathématique pourl'interprétation des données avec le pénétromètre dynamique.Etude réalisée pour le compte du ministère des transports,Québec.

[3] Chang N.Y., Yeh S.T., & Kaufman L.P., (1982) Liquefaction potential of clean and silty sands, Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.

[4] Finn WDL, Bransby PL, Pickering DJ (1970) Effect of strain history on liquefaction of sand. J Soil Mech Found, ASCE 96(SM6):1917–1934

[5] JanalizadehCA.,Ghalandarzadeh,A.,Esmaeili,M.,(2013);Experimental study of the grading characteristic effect on liquefaction resistance of various graded sands and gravelly sands. Arab Geosci DOI 10.1007/s12517-013-0886-5.

[6] Hicks R.G., & Monismith C.L., (1971) Factors influecing the resilient response of granular materials. Paper, Highway Resarch Record, Highway Resarch Board. USA, p15-31.

[7] Ishihara K, Tatsuoka F, Yasuda S (1975) Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Soils Found 15(1):29–44

[8] Lee KL, Fitton JA (1968) Factors affecting the cyclic strength of soil.Vibration Effects on Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM STP 450:71–95

[9] Miura S, Toki S, Tatsuoka F (1994) Cyclic undrained triaxial behaviorof sand by a cooperative test program in Japan. In: Ebelhar RJ, Drenvich VP, Kutter BL (eds) Dynamic Geotechnical Testing II, ASTM STP, vol 1213., pp 246–260

[10] Seed HB, Idriss IM (1971) Simplified procedure for evaluation soilliquefaction potential. J Soil Mech Found, ASCE 97(9):1249–1273

[11] Yamamuro J.A., & Lade P.V., (1999) Experiments and modelling of silty sands susceptible to static liquéfaction. Mec. Of cohesive frictional materials, 4, pp:545-564.

[12] Yilmaz Y, Mollamahmutoglu M, Ozaydin V,& Kayabali (2008) : Experimental investigation of effect of grading characterstics on the liquefaction resistance of various graded sands.Eng Geol J100 :91-100.

ETUDE EN LABORATOIRE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN MELANGE SABLE-LIMON : INFLUENCE DE L'INDICE DES VIDES EQUIVALENT

MAHMOUDI. Y[1], CHERIFTAIBA.A[1], BELKHATIR.M[1], KADRI.A[1] , SCHANZ.T[2]
mahmoudiyoucef16@yahoo.fr

[1]Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, université de Chlef (Algérie)
[2]Laboratoire de génie des fondations, mécanique des sols et roches, université de Ruhr Bochum (Allemagne)

Abstract: This laboratory study presents the influence of the low plastic fines fraction on the mechanical behavior of sand-silt mixtures. The samples were reconstituted with fines content ranging from 0% to 40% and two initial relative densities (Dr = 15% and 90%). The soil samples were tested under a constant normal shear stress (σ_n= 100 kPa). A series of shear box tests were performed on different reconstituted of sand-silt mixture samples to study the mechanical response of the materials under consideration (clean sand, medium sand and fine sand) in terms of the equivalent intergranular concept void ratio (e*). The test results show a good correlation between the peak shear strength of tested materials and the equivalent void ratio.

Key words: *mechanical behavior, silty sand, fines content, equivalent void ratio*

Résumé : Cette étude en laboratoire présente l'influence des fractions fines peu plastiques sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon. Les échantillons ont été reconstitués avec une teneur en fines allant de 0% à 40% et deux densités relatives initiales (Dr=15% et 90%). Ces échantillons ont testé sous une contrainte normal (σ_n= 100 kPa).Des différentes séries des essais de cisaillement à la boite de mélange de sable avec limon pour étudier la réponse mécanique des matériaux utilisés en près considération (sable propre, sable moyen et sable fin) en terme de concept de l'indice des vides équivalent (e*). Les résultats obtenus montrent une bonne corrélation entre la contrainte de cisaillement au pic et l'indice des vides équivalent.

Mots clés : *comportement mécanique, sable limoneux, teneur en fines, indice des vides équivalent.*

1. Introduction :

Le comportement mécanique des sols granulaires qui se trouvent dans la nature sous forme des mélanges est très complexe à cause des nombreux paramètres ayant un rôle, Lorsque ces matériaux se trouvent sous formes des mélanges de sable-limon, leur comportement devient complètement différent de celui des sols parents. Le comportement de ces mélanges est devenu actuellement un sujet très important pour les recherches en géotechnique sismique. Donc le comportement de mélanges de sable avec des sols fins est différent de celui d'un sable propre, Il a été souligné par Mitchell (1993) que les fines contenues dans les sols sableux ont une influence majeure sur propriétés mécaniques telles que la résistance et la rigidité, d'où vient d'importance d'étudier les caractéristiques physiques et mécaniques de mélange de sable-limon. Plusieurs paramètres influent sur le comportement tel que la teneur en fines, les indices des vides…etc. (Chang et al.1982 ; Boulet et al 2007). De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de résistance au cisaillement des mélanges sable et sols fins. Chang et al 1982, Koester. J 1993 et Amini .F 2000 ont constaté l'augmentation de la fraction des fines peut conduire à une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols. Contrairement, d'autres études montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de fraction des fines. Yamamuro et Covert (2001) ont conclu que la présence de petites quantités de silts semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité Dr = 44% ne subit pas la liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû la présence de larges grains de sables ; ce qui conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement.

Traditionnellement, les indices des vides sont utilisés comme variable d'état pour l'analyse de résistance au cisaillement de sable avec les fines, Cependant, les publications récentes ont indiqué que l'indice des vides global n'est pas une bonne variable d'état pour caractériser mécaniquement les mélanges sable-limon. Ainsi, l'indice des vides granulaires équivalent, (e *) au lieu de l'indice des vides, (e) est proposée pour résoudre ce problème. (Rahman, Lo et Cubrinovski.2010).

Beaucoup de chercheurs ont proposé l'indice des vides granulaires équivalent, e * comme paramètre pertinent pour la caractérisation des ces matériaux pour les teneurs en fines $Fc \leq F_{thre}$. La teneur en fines, F_{thre} est nommé comme teneur en fines de seuil, (Rahman and Lo 2007a; Rahman and Lo 2007b; Rahman and Lo 2008a; Thevanayagam et al. 2002). Différents noms dans littérature sur le concept de l'indice des vides équivalent tels que : rapport des vides granulaire équivalent(Ni Q, Tan TS, Dasari GR, Hight DW (2004)) ; indice de contact intergranulaire équivalent (Thevanayagam S, Fiorillo M, Laing L (2000)) ; indice des vides intergranulaire équivalent (Yang SL, Sandven R, Grande L (2006)) ; indice de contact intergranulaire équivalent (Rahman MM, Lo SR, Gnanendran CT (2009)) ; rapport des vides intergranulaire corrigé (Yang SL, Sandven R, Grande L (2006)) .

Le but de cette étude est d'évaluer l'influence des fines peu plastiques, en utilisant le concept de l'indice des vides granulaire équivalent (e*) sur le comportement mécanique des différentes classes granulaires dérivées du sable d'Oued Chlef.

Littérature :

L'indice des vides granulaire équivalent :

Le prédécesseur de e* est le indice des vides intergranulaire, eg. Le concept eg est d'abord utilisé par Mitchell (1976) pour déterminer la teneur en argile inactif sur la structure du sol. . L'idée de base dans la formulation devait assumer la teneur en argile inactif comme nulle. Une année, plus tard Kenney (1977) a constaté, le sol contenant des minéraux argileux et de l'eau à moins de 40% à 50% du volume total a montré une la résistance résiduelle est égale à celle de la matière minérale granulaire. Troncoso et Verdugo (1985) ont également constaté similaire à provenir d'expérience triaxial cyclique sur le sable avec des résidus 30% de particules fines. Bien que ces résultats soutiennent la notion d'indice des vides intergranulaires, Kuerbis et al. (1988) peut être les premiers chercheurs utilisés l'indice des vides intergranulaires comme base pour comparant le comportement de résistance au cisaillement. Il a suggéré que les particules de fines simplement avoir des écarts d'occupation dans le sable squelette et donc le comportement mesuré est contrôlé par squelette de sable uniquement. Ainsi, en négligeant le volume des fines.
Zlatovic et Ishihara (1995) ont rapporté que les particules des fines ont commencé à venir entre les particules de sable contacts de 5% et les particules de sable contacts ont disparu complètement au contenu de 30% fines. Beaucoup d'autres ont signalés le même constat, à savoir certaines particules sur les fines sont actifs entre les particules de sable contacts au contenu des fines plus élevées (Kuerbis et al. (1988), Pitman et al. (1994) ils devraient être considérer en «équivalent» annuler la formulation du rapport. Puis en 2002, Thevanayagam et al. (2002) ont présenté une forme plus générale de l'indice des vides «équivalent», appelé indice des vides granulaires équivalent, e* .Ainsi, e*peut être présenté comme suite :

$$e^* = \frac{e + (1 - b_f) Fc/100}{1 - (1 - b_f) Fc/100} \qquad (1)$$

Où, e* est d'indice des vides granulaire équivalent et le b est la fraction de fines particules qui sont actifs entre les particules de sable contacter. La valeur de b est variée entre 0 et 1. À faible teneur en fines b = 0. Sa valeur était souvent assumé arrière analysé dans la majeure partie de la littérature (Ni et al. (2004), Thevanayagam et al. (2002), Yang et al. (2006),). Cependant, un certain nombre de littérature a rapporté corrélation entre les propriétés de classement des sols et l'analyse la valeur de b (Kanagalingam et Thevanayagam (2005), Ni et al. (2004),). La relation fonctionnelle, b = f (Fc, χ), peut être présentée par l'équation suivante :

$$b = \left|1 - \exp\left[-0{,}3\frac{\left(\frac{Fc}{Fthre}\right)}{k}\right]\right| * \left(r\frac{Fc}{Fthre}\right)^{F} \qquad (2)$$

Où : r : le rapport de la taille des particules, D / d et k = $1-r^{0,25}$

F_{thre} : est la teneur en particules fines de seuil.

Il est à noter que le concept de bis ne s'applique qu'aux Fc <F_{thre}

On déterminer F_{thre} par la formule suivante :

$$Fthre = 40\left(\frac{1}{1+e^{\alpha-\beta x}} + \frac{1}{X}\right) \qquad (3)$$

Où : α = 0,50 et β = 0,13. Ainsi, *x* =d/D=1/r.

Tableau1 : Caractéristiques de la sélection de sable et des fines utilisés pour converti e* à partir de e:

Matériaux	D_{10}	d_{50}	X	R	Fthre
Sable propre +fines	0,22	0,06	3,667	0,273	0,3
Sable moyen +fines	0.27	0.06	4.5	0.222	0.3
Sable fin +fines	0.09	0.06	1. 5	0.667	0.43

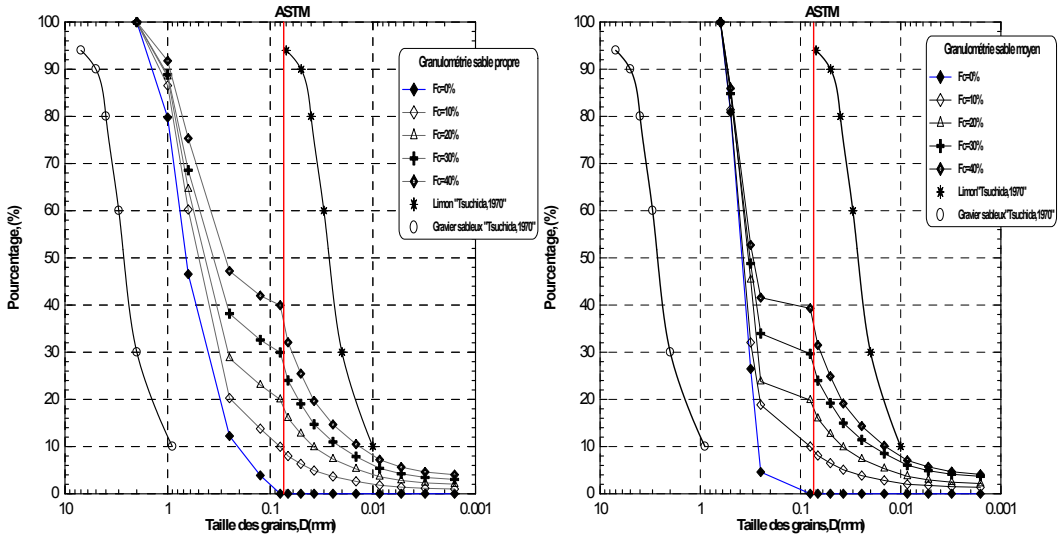
2. Dispositif et programmes :

Les essais de cisaillement à la boite de Casagrande ont réalisé sur différentes classes granulaires dérivées à partir de sable de Chlef (sable propre, sable moyen et sable fin) mélangées avec le limon de Chlef. Le tableau 2 représente les caractéristiques des matériaux utilisés. Les courbes granulométriques des matériaux étudiés mentionné dans la Figure 1. L'indice des vides maximum représente l'état lâche de sol par contre l'indice des vides minimum montre l'état dense de matériau qui ont déterminé à partir de norme ASTM D 4253 et ASTM D 4254 pour une fraction des fines variant de 0% à 100%.(Fc étant le rapport entre le poids de limon sur le poids total de mélange sable –limon).

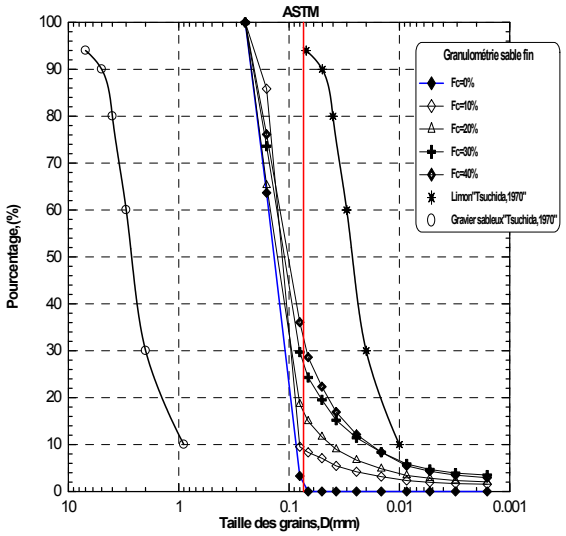
Tableau2: les caractéristiques des matériaux testés.

Matériau	**Fc (%)**	**G_S**	**e_{min}**	**e_{max}**	**e***		**e_g**		**Dr***	
					Dr=15 %	**Dr=90 %**	**Dr=15 %**	**Dr=90 %**	**Dr=15 %**	**Dr=90 %**
Sable propre +fines	0%	2,652	0.600	0.835	0,8	0,624	0,8	0,624	15	90
	10%	2,654	0.505	0.792	0,911	0,676	0 ,943	0,704	-41, 35	40,59
	20%	2,655	0.470	0.770	0,998	0,738	1,156	0 ,875	-76,14	10,75

	30%	2,657	0.477	0.795	1,089	0,804	1,496	1 ,155	-92,34	-2,62
	40%	2,658	0,54	0,881	-	-	2,05	1,624	-	-
Sable moyen +fines	0%	2,655	0.423	0.676	0,638	0,448	0,638	0,448	15	90
	10%	2,656	0.343	0.645	0,747	0,5	0,777	0,526	-33,91	48,01
	20%	2,657	0.340	0.637	0 ,847	0,589	0,991	0,712	-70,67	16,31
	30%	2,659	0.355	0.647	0,924	0,661	1,29	0,977	-94,87	-4,86
	40%	2,660	0,4	0,711	-	-	1,774	1,385	-	-
Sable fin +fines	0%	2,664	0.540	0.764	0,73	0,562	0,73	0,562	15	90
	10%	2,664	0.534	0.753	0,881	0,701	0,911	0,729	-58,37	23,64
	20%	2,665	0.482	0.701	0,92	0,731	1,085	0,88	-99,89	-13,58
	30%	2,665	0.492	0.770	1,016	0,773	1,469	1,171	-88,45	-0,97
	40%	2,666	0,499	0,813	1,026	1,756	1,943	1,551	-67,98	18,08



(a) (b)



(c)

Figure1: La courbe granulométrique des mélanges
(a) sable propre-limon, (**b)** sable moyen –limon, **(c)** sable fin-limon.

Le programme comporte des essais de cisaillement sur le mélange des sables avec différentes fractions des fines=0%,10%,20%,30%,40% et une contrainte normale σ_n =100Kpa. Tous les essais ont été réalisés par la méthode de pluviation à sec sur des échantillons de densité Dr=15% pour l'état lâche et Dr=90% pour l'état dense, l'indice de plasticité de limon utilisé I_p= 5,12% classé comme un sol peu plastique. Les essais ont été réalisés en utilisant un appareil de cisaillement « boite de Casagrande », ou la quantité d'échantillon se détermine en fonction (Dr, e_{max}, e_{min}), il se place entre deux demi- boites indépendantes sous forme d'une plaquette carrée

3. Résultats des essais de cisaillement:

La Figure 2 présente l'évolution de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges sable propre, sable moyen et sable fin pour la fraction de fines peu plastiques variant de 0% à 40%.les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%) et soumis à une contrainte normale initiale de 100 kPa. Les résultats obtenus montrent que la résistance au cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal variant de 2-4 mm pour les trois classes de sable, puis elle diminue pour se stabiliser à partir de 4mm pour le sable propre à (Fc=0% et 10%) et à partir de 3mm (Fc=30%).Pour le sable moyen et fin, elle se stabilise à l'ordre de 6mm.

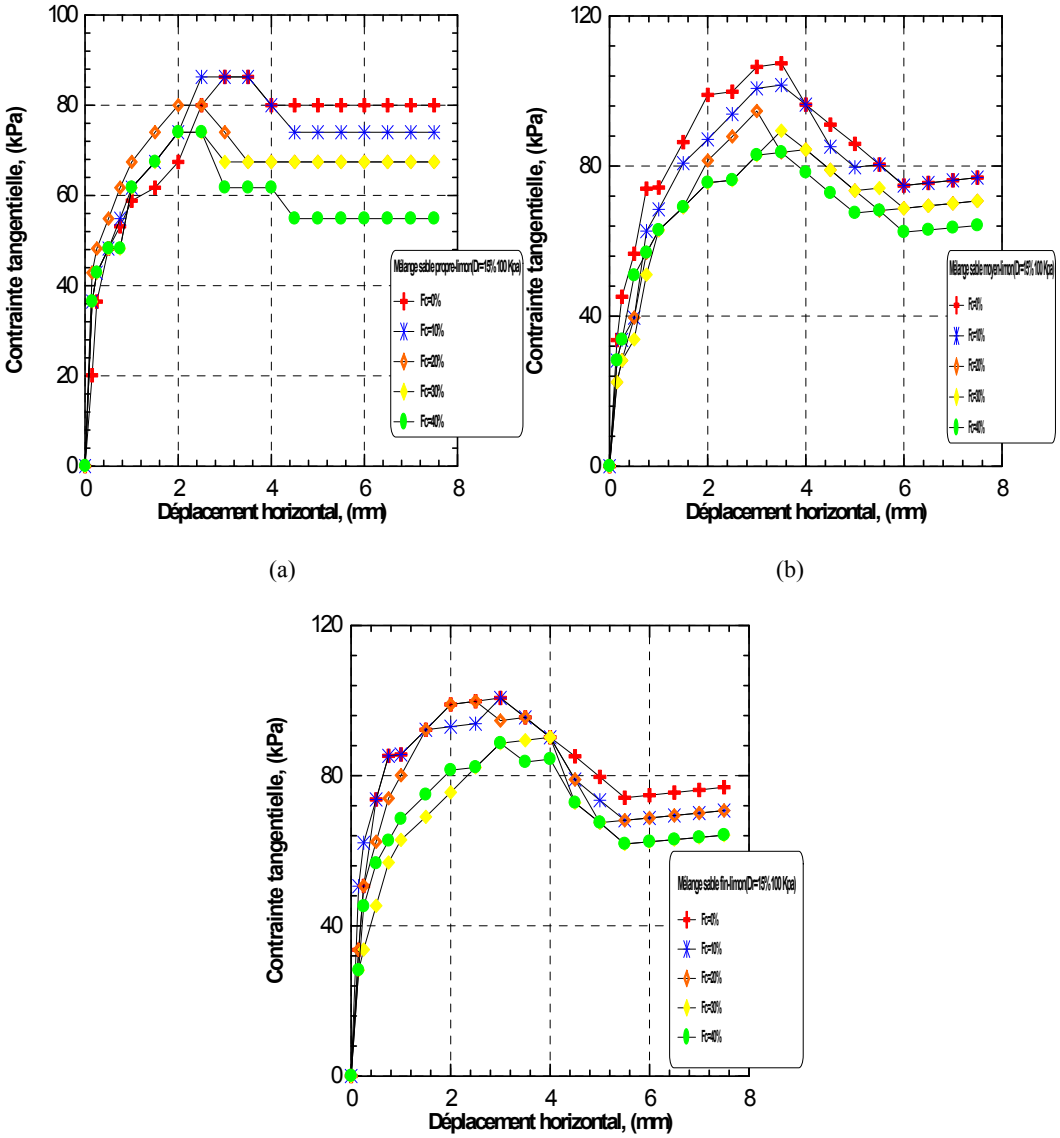


Figure2: Variation de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale des mélanges (Dr=15%, σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

La Figure 3 présente la variation de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des mélanges sable propre, sable moyen et sable fin pour la fraction de fines peu plastiques variant de 0% à 40%.les échantillons ont été reconstituées à l'état dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte normale initiale de 100 kPa. Les résultats indiquent que la résistance au cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour déplacement horizontal variant entre 0-2 mm pour les trois classes de sable à (Fc=0% et 10%), mais la valeur de résistance au pic varie de 1-3mm pour (sable propre, sable moyen et sable fin) à (Fc=30%). Puis cette résistance diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement horizontal de l'ordre de

6mm pour le sable moyen et fin pour les trois fractions. Pour le sable propre, elle se stabilise à l'ordre de 2mm (Fc=0% et 10%), et à partir de 4mm (Fc=30%).

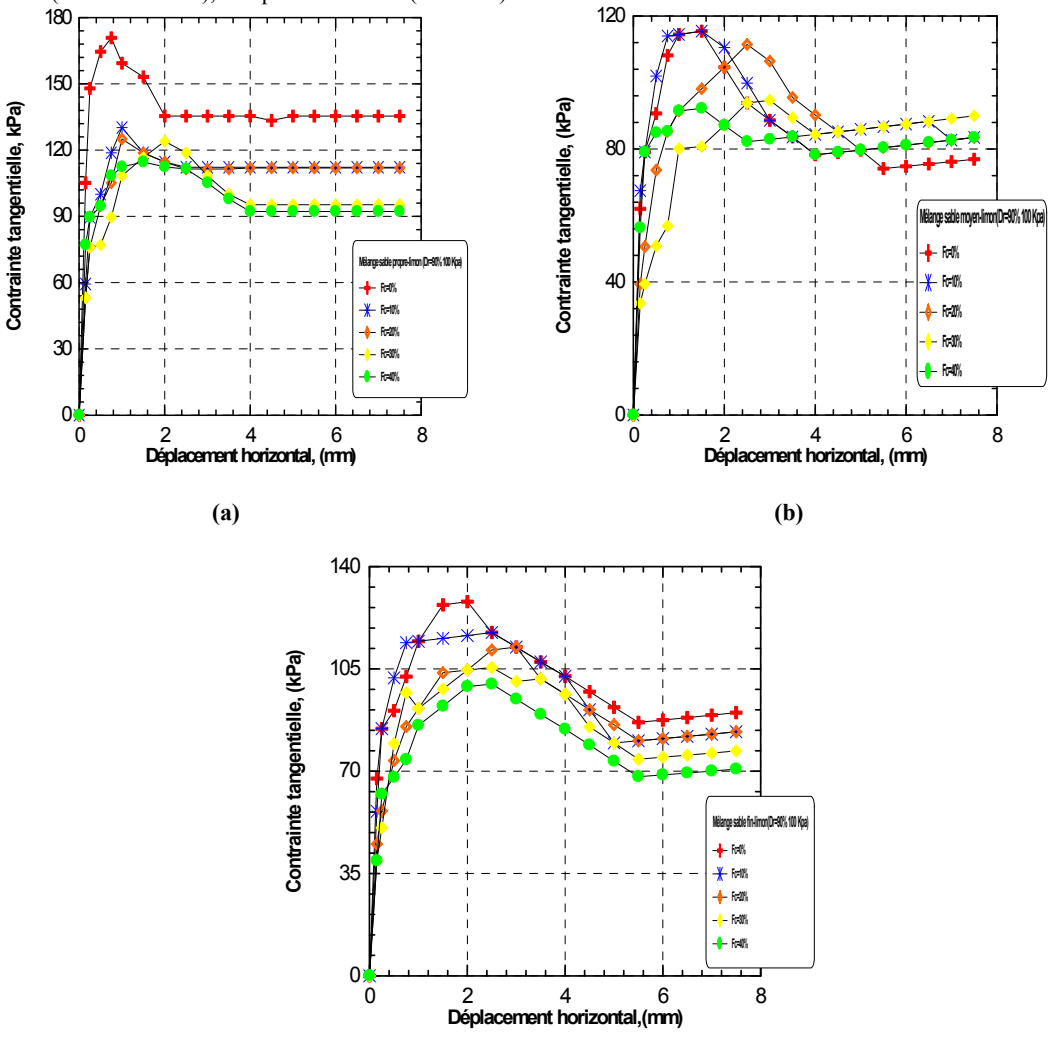


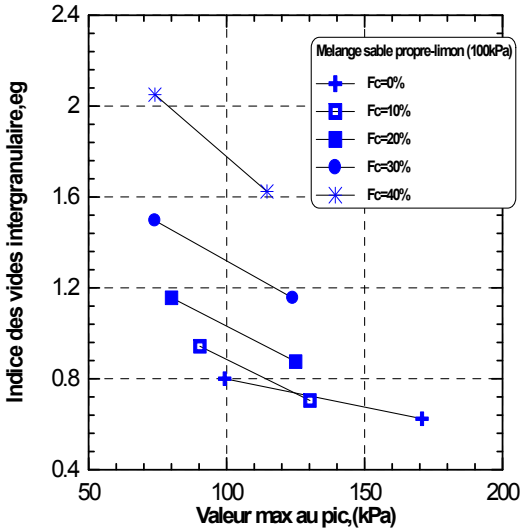
Figure 3: Variation de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale des mélanges (Dr=15%, σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

Influence des conditions initiales sur le comportement mécanique :

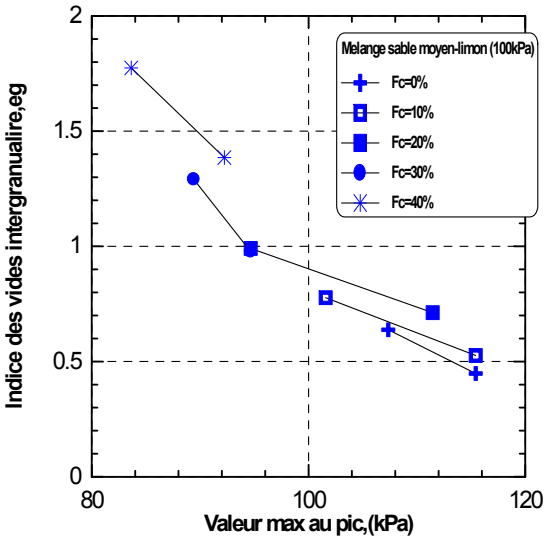
1) Indice des vides intergranulaire

La Figure 4 montre la variation de l'indice des vides intergranulaire (e_g) en fonction des valeurs de contrainte au pic de cisaillement des mélanges sable propre, sable moyen et sable fin pour la fraction de fines peu plastiques variant de 0% à 40%. Les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%) et dense

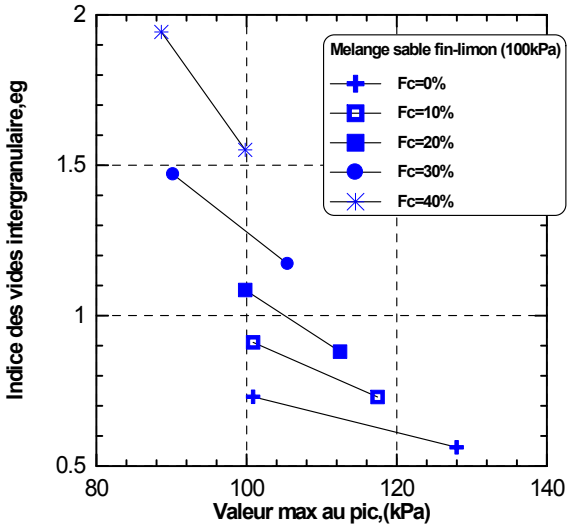
(Dr=90%) et soumis à une contrainte initiale normale initiale de 100 kPa. On remarque que les valeurs de contrainte au pic de cisaillement augmentent avec la diminution de l'indice des vides intergranulaire (eg) et l'indice des vides intergranulaire (eg) augmente avec l'augmentation de teneur en fines de 0% à 40% pour mélange sable propre –limon, sable moyen –limon et sable fin-limon.



(a)



(b)



(c)

Figure4: Variation d'indice des vides intergranulaire (e_g) en fonction des valeurs maximales au pic de cisaillement et la teneur en fine (Fc), (σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

2) Indice des vides équivalent :

La Figure 5 illustre la variation de l'indice des vides équivalent (e*) en fonction des valeurs de contrainte au pic de cisaillement des mélanges sable propre, sable moyen et sable fin pour la fraction de fines peu plastiques variant de 0% à 40% . Les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%) et dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte normale initiale de 100 kPa .On constate que les valeurs de contrainte au pic de cisaillement augmentent avec la diminution de l'indice des vides équivalent (e*) et le paramètre de l'indice des vides équivalent (e*) augmente avec l'augmentation de teneur en fines de 0% à 30% (F_{thre}=30%) pour mélange sable propre –limon, sable moyen –limon et de 0% à 40% (F_{thre}=43%) pour le mélange sable fin-limon. Donc à partir de cette figure, on remarque une bonne corrélation entre les valeurs de l'indice des vides équivalent(e*) et les valeurs de contrainte au pic de cisaillement (relation linéaire), pour sable propre (R^2=0.89), sable moyen (R^2=0.85) et le sable fin (R^2=0.84). L'expression suivante indique la relation entre l'indice des vides équivalent et les valeurs de contrainte au pic de cisaillement :

$$e^* = B(su) + A \qquad (4)$$

Le tableau 3 illustre les coefficients A, B et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les trois classes granulaires.

Tableau 3: Coefficients A, B et R^2 pour l'équation (4).

	A	B	R^2
SP+fines	1. 414	-0.00532	0.89
SM+fines	2.203	-0.01478	0.85
SF+Fines	1.9655	-0.01107	0.84

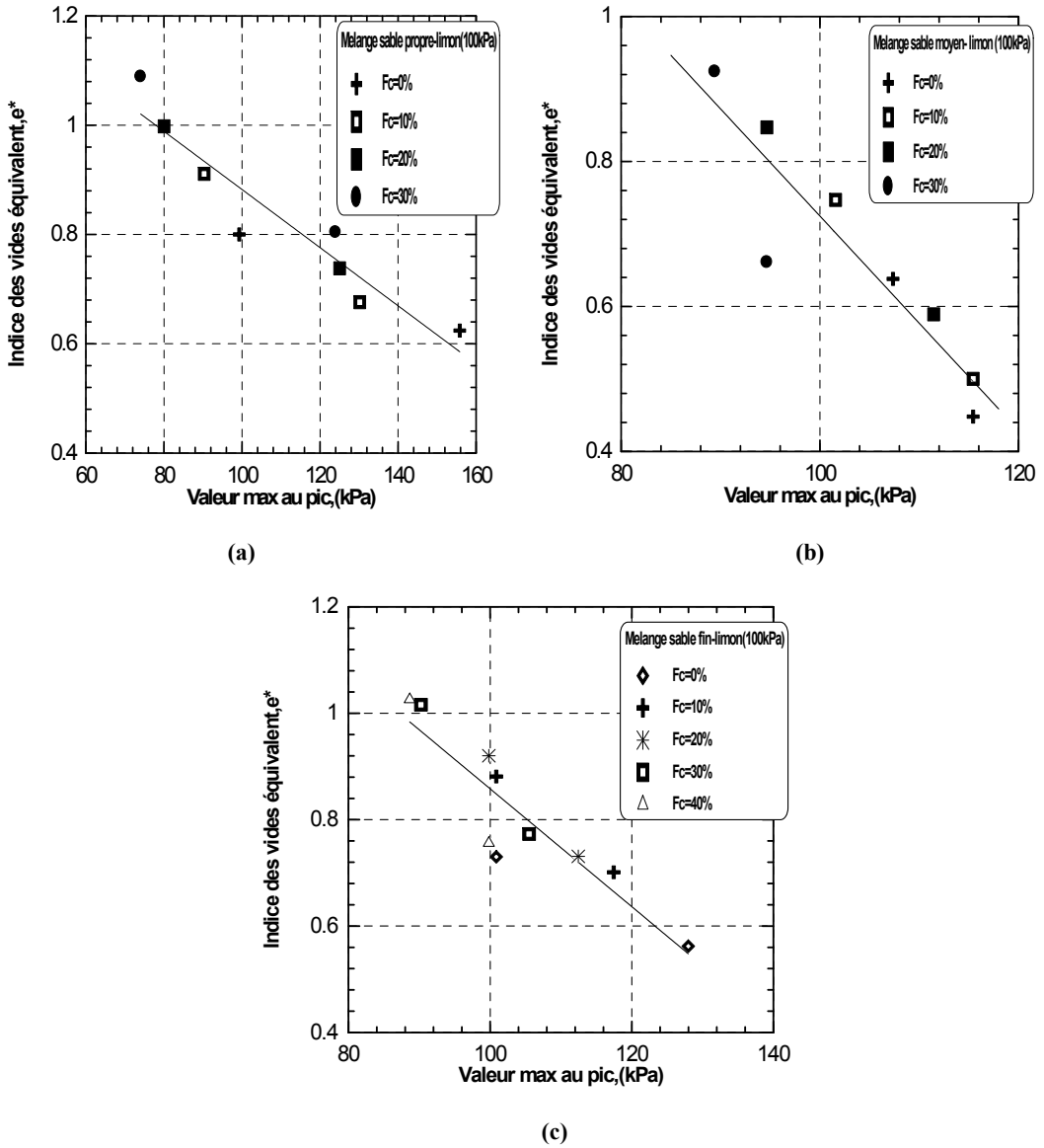


Figure5: Variation d'indice des vides équivalent(e*) en fonction des valeurs maximales au pic de cisaillement et la teneur en fine (Fc), (σ_n=100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

3) La densité relative équivalente :

La figure 6 montre la variation des valeurs de contrainte au pic de cisaillement en fonction de la densité relative équivalente (Dr*) des mélanges sable propre, sable moyen et sable fin pour la fraction de fines peu plastiques variant de 0% à 40%. Les échantillons ont été reconstituées à l'état lâche (Dr=15%) et dense (Dr=90%) et soumis à une contrainte normale initiale de 100 kPa. On remarque que les valeurs de contrainte

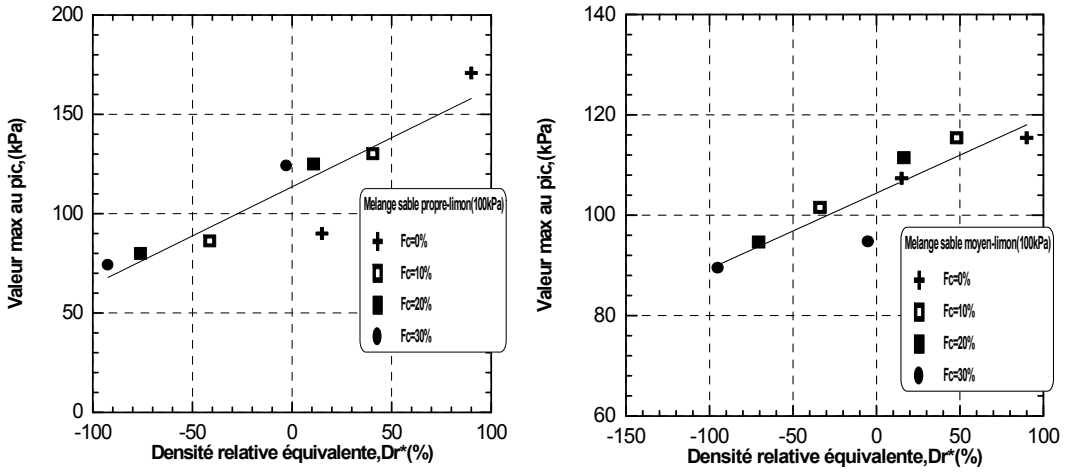
au pic de cisaillement augmentent avec l'augmentation de la densité relative équivalente et le paramètre de la densité équivalente diminue avec l'augmentation de teneur en fines de 0% à 30% (F_{thre}=30%) pour mélange sable propre –limon, sable moyen –limon et de 0% à 40% (F_{thre}=40%) pour le mélange sable fin-limon. À partir de cette figure on remarque une bonne corrélation entre les valeurs de contrainte au pic de cisaillement et La densité relative équivalente **(**relation linéaire), pour le sable propre (R^2=0.82), sable moyen (R^2=0.83) et le sable fin (R^2=0.76). L'expression suivante indique la relation entre densité relative équivalent et les valeurs de contrainte au pic de cisaillement :

$$Dr^* = \mathrm{B}(\mathrm{su}) + \mathrm{A} \qquad (5)$$

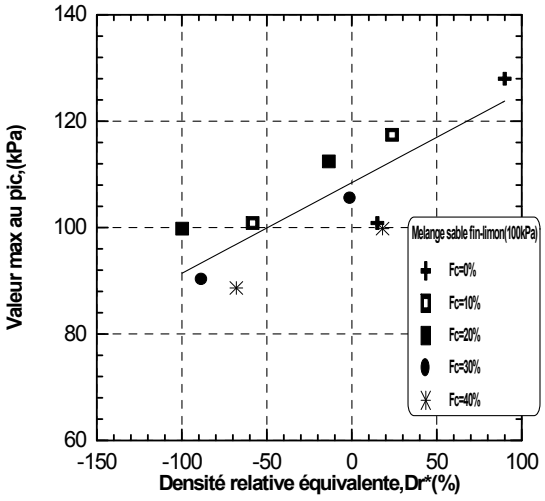
Le tableau 4 illustre les coefficients A, B et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les trois classes granulaires :

Tableau 4: Coefficients A, B et R^2 pour l'équation (5).

	A	B	R^2
SP+fines	113,5O	0,494	0,82
SM+fines	104 ,408	0,151	0.83
SF+Fines	108.434	0.1703	0.76



(a) **(b)**



(c)

Figure6: Variation de valeurs maximales au pic de cisaillement en fonction de densité relative équivalente et la teneur en fine (Fc), (σ_n =100kPa) **(a)** sable propre-limon, **(b)** sable moyen-limon, **(c)** sable fin-limon.

4. Conclusion :

Cette étude comporte une série d'essais de cisaillement« boite de Casagrande », pour évaluer l'influence des fines peu plastiques sur le comportement mécanique des différentes classes granulaires dérivées du sable d'Oued Chlef .ainsi, la comparaison avec trois approches différentes (l'indice des vides intergranulaire, équivalent et la densité relative équivalente), L'étude réalisée pour des fractions des fines compris entre 0% et 40%.

Les principales conclusions de cette étude sont résumées ci-dessous:

-La valeur de la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation des fractions des fines, donc que le sable contenant le moins pourcentage de fines a plus grande résistance au cisaillement.

- on constate que la teneur en fines, les conditions initiales (la contrainte normale et la densité relative) ont un effet significatif sur le comportement et caractéristiques mécaniques des mélanges sable-limon.

- les valeurs de l'indice des vides équivalent(e*) et intergranulaire (eg) diminuent avec l'augmentation des valeurs maximales au pic, et les valeurs de ces l'indice des vides augmentent avec l'augmentation de teneur en fines.

- les valeurs maximales au pic de cisaillement augmentent avec l'augmentation de la densité relative équivalente (Dr*), et diminuent avec l'augmentation de teneur en fine.

-L'étude révèle qu'approche de l'indice des vides équivalent(e*) et densité relative équivalente donnent une meilleure corrélation globale avec les valeurs de la contrainte de cisaillement.

Références

[1] Chang et al.1982 ; Boulet et al 2007. Elaboration de modèle mathématique dynamique. Etude réalisée pour le compte du ministère des transports, Québec.

[2] Kenney, T. C. [1977], "Residual strength of mineral mixture." *Proc. 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 155-160.

[3] Kuerbis, R., Negussey, D., and Vaid, Y. P. [1988], "Effect of gradation and fine content on the undrained response of sand." *Hydraulic fill structure, Geotechnical Special Publication 21, ASCE*, New York, 330-345.

[4] Mitchell J (1993). " Fundamentals of Soil Behavior". New York: John Wiley & Sons, Inc.

[5] Mitchell, J. K. [1976]. *Fundamental of soil behaviour*, John Wiley & Sons, Inc.

[6] Ni, Q., Tan, T. S., Dasari, G. R., and Hight, D. W. [2004]. "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils." *Géotechnique*, 54(9), 561-569.

[7] Pitman, T. D., Robertson, P. K., and Sego, D. C. [1994]. "Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands." *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739.

[8] Rahman, M. M., and Lo, S. R. [2007a], "Equivalent granular void ratio and state parameters for loose clean sand with small amount of fines." *10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Common Ground*, Brisbane, Australia, 674-679.

[9] Rahman, M. M., and Lo, S. R. [2007b], "On intergranular void ratio of loose sand with small amount of fines." *16th South East Asian Geotechnical Conference*, Kuala Lumpur, Malaysia, 255-260.

[10] Rahman, M. M., and Lo, S. R. [2008a], "Effect of sand gradation and fines type on the liquefaction behaviour of sand-fines mixtures." *4th decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, GSP-181, ASCE*, Sacramento, California, USA.

[11] Rahman, M. M., and Lo, S. R. [2008b]. "The prediction of equivalent granular steady state line of loose sand with fines." *Geomechanics and Geoengineering*, 3(3), 179 - 190.

[12] Rahman, M. M., Lo, S. R., and Gnanendran, C. T. [2008]. "On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines." *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1439-1455.

[13] Rahman, M. M., Lo, S. R., and Gnanendran, C. T. [2009]. "Reply to discussion by Wanatowski, D. and Chu, J. on- On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines." *Canadian Geotechnical Journal*, 46(4), 483-486

[14] Rahman MM, Lo SR, Gnanendran CT (2009) Reply to discussion by Wanatowski, D. and Chu, J. On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines. Can Geotech J 46(4):483–486. Doi: 10.1139/T09-025

[15] Rahman, Lo et Cubrinovski.2010" Equivalent granular void ratio and behaviour of sand with fines"

[16] Thevanayagam S, Fiorillo M, Laing L (2000) Effect of nonplastic fines on undrained cyclic strength of silty sands. In: ASCE Geotechnical Special Publication, pp 77–91

[17] Troncoso, J. H., and Verdugo, R. [1985], "Silt content and dynamic behaviour of tailing sands." *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1311-1314.

[18] T. Kanagalingam, S. Thevanayagam, Discussion(2005): "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, " *Géotechnique* 55 (8) 627–628

[19] Yang, S. L., Lacasse, S., and Sandven, R. F. [2006a]. "Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines." *Geotechnical Testing Journal*, 29(2), 102-107.

[20] Yang, S. L., Sandven, R., and Grande, L. [2006b]. "Steady-state lines of sand-silt mixtures." *Canadian Geotechnical Journal*, 43(11), 1213-1219.

[21] Yang SL, Sandven R, Grande L (2006) Steady-state lines of sandsilt mixtures. Can Geotech J 43(11):1213–1219

[22] Yang SL, Sandven R, Grande L (2006) Instability of sand-silt mixtures. Soil dynamics and earthquake

engineering-11th international conference on soil dynamics and

[23] Zlatovic, S., and Ishihara, K. [1995], "On the influence of nonplastic fines on residul strength." *Proceedings of IS-TOKY0'95/ The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering/Tokyo/ 14-16 November 1995*, Tokyo, Japan, 239-244.

EFFET DES MODES DE DÉPOSITION SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE D'UN SOL GRANULAIRE

A. FLITTI[1], N. DELLA[1*], M. BELKHATIR[1], A. ARAB[1]
1Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME)
Département de Génie Civil
Université Hassiba Benbouali de Chlef
BP 151 Chlef 02000 – Algérie
**Auteur correspondant : noureddine.della@yahoo.fr*

Thème N° 03 : Comportement des Structures et des Sols

Résumé :
Ce travail présente une investigation expérimentale qui a pour but d'étudier l'influence de certains paramètres tels que : le mode de déposition, la densité relative, l'indice des vides ainsi que la densité sèche sur le comportement hydraulique et la perméabilité du sable de Chlef. les essais sont effectués à l'aide d'un perméamètre sur des échantillons de densité relative de 20%, 50% et 90% selon deux méthodes de préparations à savoir la pluviation à sec (PS) et le placement humide (PH).
Les essais réalisés montrent que la conductivité hydraulique K (m/s) est affectée par les modes de préparation des échantillons où la méthode de préparation par placement humide donne une conductivité hydraulique plus élevée que celle par pluviation à sec. Les essais montrent aussi que l'augmentation de la densité relative et la densité sèche du sable engendre une diminution dans la variation de la conductivité hydraulique qui, à l'inverse, augmente avec l'augmentation de l'indice des vides du sable.

Mots –Clés: *Sable, conductivité hydraulique, perméabilité, mode de déposition, densité.*

Abstract :
This work presents an experimental study in order to investigate the influence of some parameters such as the modes of deposition, relative density, void ratio and dry density on the hydraulic behavior in terms of hydraulic conductivity of the sand of Chlef. A constant-head tests are performed on different relative density of samples 20%, 50% and 90% using two methods of preparations namely dry funnel pluviation (DFP) and wet deposition (WD).
The tests show that the hydraulic conductivity K (m / s) is affected by the sample preparation methods where the wet deposition method gives a higher conductivity than the dry funnel pluviation. The tests also show that the increase of the relative density and the dry density of sand causes a reduction in the value of the hydraulic conductivity, but it increases with increasing of the void ratio of sand.

Keywords: *Sand, hydraulic conductivity, permeability, mode of deposition, density*

1. INTRODUCTION :

Il est largement reconnu que le comportement des soles dépend de manière significative de leur état initial en termes d'indice des vides, d'indice de densité et du type de sol.
Les différentes méthodes de reconstitution telles que le compactage humide, la pluviation sous air, la pluviation sous eau, et par conséquent de la structure initiale au sens de l'arrangement géométrique des grains, produisent des structures différentes qui conduisent à des réponses de comportement du sol différentes (Ladd [1], [2] ; Mulilis et al. [3] ; Oda [4]; Miura and Toki [5] ; Been and Jefferies [6] ; Vaid and Negussey [7] ; Canou [8] ; Canou et El-Hachem [9] ; Vaid et al. [10] ; De Gregorio [11] ; Ishihara [12] ; Zlatovic and Ishihara, [13] ; Vaid et al. [14]; Hoeg et al. [15]).

La conductivité hydraulique influe, d'une manière importante, la génération et de redistribution de l'excès de pression de pore, par conséquent, la résistance au cisaillement non drainé (résistance à la liquéfaction) des sols sableux soumis à des sollicitations sismiques.
Ce paramètre du sol peut être influencé par le type et le pourcentage des fines, la granulométrie du sable, l'indice des vides, la pression de confinement et la densité. Pratiquement, les effets individuels de ces facteurs ne peuvent pas être déterminés à partir des essais conventionnels sur le terrain (essai in situ). Cependant, les essais en

laboratoire permettent de mieux contrôler les différents paramètres qui influent la conductivité hydraulique des sols.
Dans la littérature, les résultats de laboratoire, concernant l'évaluation de l'effet de la teneur en fines, l'indice des vides, la pression de confinement et la densité sur la conductivité hydraulique du mélange (sable + les fines), sont très limités.

Thevanayagam [16] a observé que la conductivité hydraulique (k_{sat}) du sable limoneux est inférieure par un ordre de magnitude comparativement au propre sable d'Ottawa mélangé avec des faibles fines plastique. Il a trouvé des valeurs de k de l'ordre de $0.6\times10\text{-}^{3}$ à 1.3×10^{-3} cm/s pour le sable d'Ottawa, 9.0×10^{-5} cm/s pour le sable avec 15 % des fines, et 0.6×10^{-5} à 1.2×10^{-5} cm/s pour le mélange du sable avec 25 % des fines. Sathees [17] et Bandini et Sathiskumar [18] ont également rapporté des intervalles principalement similaires de la conductivité hydraulique (k_{sat}) pour deux sables mélangés à des fines non plastique.

Cependant l'effet du mode de préparation, et par conséquent de la structure initiale, sur les caractéristiques de résistance du sable a surtout été, en grande partie, étudié en comportement mécanique. En effet, l'influence de ce paramètre sur le comportement hydraulique du sable en termes de la conductivité hydraulique n'a reçu que peu d'attention. Pour cela, on se propose dans cet article d'étudier l'influence des modes de dépôt et d'autres paramètres sur l'évolution de la conductivité hydraulique d'un Sol sableux.

2. MATÉRIAU UTILISÉ :

Les essais ont été réalisés sur le sable de Chlef (Algérie) contenant 0.5% de limon de l'Oued de Chlef qui traverse la ville de Chlef à l'ouest d'Alger. La courbe granulométrique de ce sable est donnée dans la figure 1. Le sable de Chlef est un sable moyen, arrondi avec un diamètre moyen D_{50} = 0,45mm. Le limon contenu est peu plastique avec un indice de plasticité de 5,81%. Le tableau 1 donne les caractéristiques physiques du sable utilisé. Les essais ont été réalisés pour trois densités relatives D_r = 20%, 50% et 80% respectivement représentant l'état lâche, moyennement dense et l'état dense.

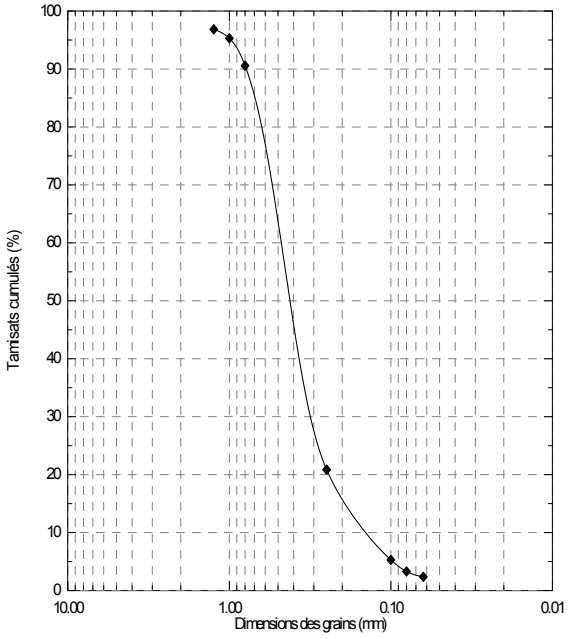


Figure 1. Courbe granulométrique du sable utilisé

Tableau 1. Caractéristiques des sables d'O/Chlef

Matériau	e_{min}	e_{max}	γ_{dmin} (g/cm^3)	γ_{dmax} (g/cm^3)	γ_s (g/cm^3)	Cu (D_{60}/D_{10})	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	Forme des grains
O/Chlef	0.54	0.99	1.34	1.73	2.67	3.2	0.45	0.15	Arrondie

3. MODE OPÉRATOIRE :

Le dispositif expérimental utilisé comprend :

- Une cellule de perméabilité en plexiglas, montée sur une embase amovible et surmontée d'un chapeau, elle a des tubes piézométriques à différents niveaux et un robinet en bas (75 mm de diamètre).
- Une pompe à vide relié à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée
- Un contrôleur de pression (facultatif)
- Un réservoir d'eau (7 litre de capacité)

3.1. Méthodes de déposition :

Dans cette étude on a utilisé deux méthodes de déposition à savoir la pluviation (déversement) à sec et le placement humide.

3.1.1. *Pluviation à sec (PS) :*

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur, cette méthode consiste à remplir en continu le moule de fabrication par déversement en pluie du sable sec. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle.

3.1.2. *Placement humide (PH) :*

Cette méthode consiste à mélanger de manière la plus homogène possible, le sable préalablement séché avec une petite quantité d'eau et la déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 2% pour le sable à 20% pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides. Dans notre étude la teneur en eau a été fixée à 3%.

3.2. Les étapes de déroulement des essais :

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

▪ **La mise en place de l'échantillon de sable dans le moule de perméamètre :**

On effectue l'essai de perméabilité à charge constante sur l'échantillon de sable d'Oued Chlef. On dépose un papier filtre à la base de moule de perméamètre, afin de limiter l'érosion potentielle causée par le passage de l'eau. On place l'échantillon de sable dans le moule de perméamètre à charge constante : Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi -nulle, les échantillons moyennement denses sont déposés en plusieurs couches qui seront compactées légèrement à l'aide d'une dame, tandis que les échantillons denses les couches sont parfaitement damées afin d'atteindre la densité désirée.

On complète le montage en insérant la tête du perméamètre (moule) et en fixant fermement celle-ci avec des écrous.

▪ **La saturation de l'échantillon de sable :**

La présence des bulles d'air dans les vides des échantillons de sable, compte tenue des faibles dimensions de l'échantillon dans le perméamètre, a pour effet d'abaisser la valeur de coefficient de perméabilité. Pour éliminer ces bulles, on doit saturer l'échantillon de sable. Quand le perméamètre est installé, on branche son entrée d'eau au réservoir à charge constante et on complète la saturation en ouvrant la valve d'alimentation pour remplir le réservoir à charge constante et la valve de purge pour chasser l'air du tuyau d'entrée d'eau. Dès que l'eau commence à jaillir hors de la valve de purge, on referme celle-ci.

▪ **La détermination de coefficient de perméabilité :**

Lorsque l'échantillon de sable est saturé, on dégage avec précaution la pince qui bloque la sortie d'eau, puis on règle la valve d'alimentation afin d'obtenir un écoulement stable à travers l'échantillon de sable. On mesure ensuite, pendant un temps donné, le volume d'eau recueillie dans un tube gradué.

4. RÉSULTATS DES ESSAIS RÉALISÉS :

4.1. Effet du mode de déposition et de la densité relative :

La figure 2 montre les résultats des essais de perméabilité réalisés sur le sable de O/Chlef pour des échantillons fabriqués par les deux modes de dépositions à savoir : la pluviation (déversement) à sec (PS) et le placement humide (PH) pour les trois densités relatives (Dr= 20 %, 50 % et 80%). On remarque que la conductivité hydraulique k diminue brusquement de 20 % à 50 % de densité relative, et s'infléchit légèrement au-delà de 50 % de densité relative. Cela est dû essentiellement à la diminution des pores dans la structure du sable.

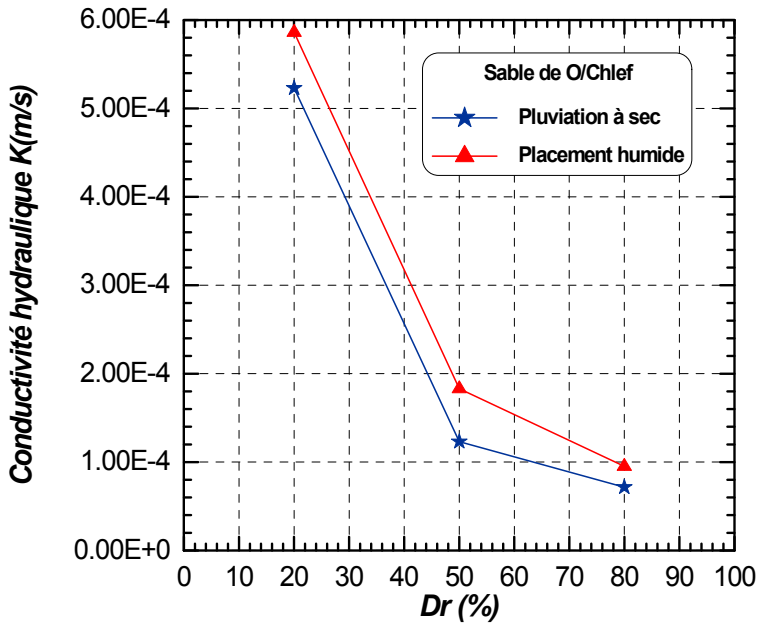


Figure 2. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la densité relative selon deux méthodes de déposition: Pluviation à sec (PS) et Placement humide (PH)

En ce qui concerne l'effet des modes de déposition des échantillons sur la conductivité hydraulique des sables, on constate, que la méthode de placement humide donne des échantillons beaucoup plus perméables que ceux préparés par la méthode de pluviation à sec. De plus, la différence entre les deux méthodes de déposition devient très prononcée dans les densités assez élevée. Ce résultat implique que la pluviation à sec donne une structure plus stable et plus résistante que le placement humide.

4.2. Effet de l'indice des vides :

La figure 3, présente la variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides des échantillons. Comme on peut le constater sur la figure, l'augmentation de l'indice des vides induit aussi une augmentation de la conductivité hydraulique des échantillons. Ces résultats sont concordants avec celle de la figure 2. L'augmentation de l'indice des vides provoque une diminution de la densité relative, donc des échantillons moins compacts et par la suite un accroissement de la conductivité hydraulique.

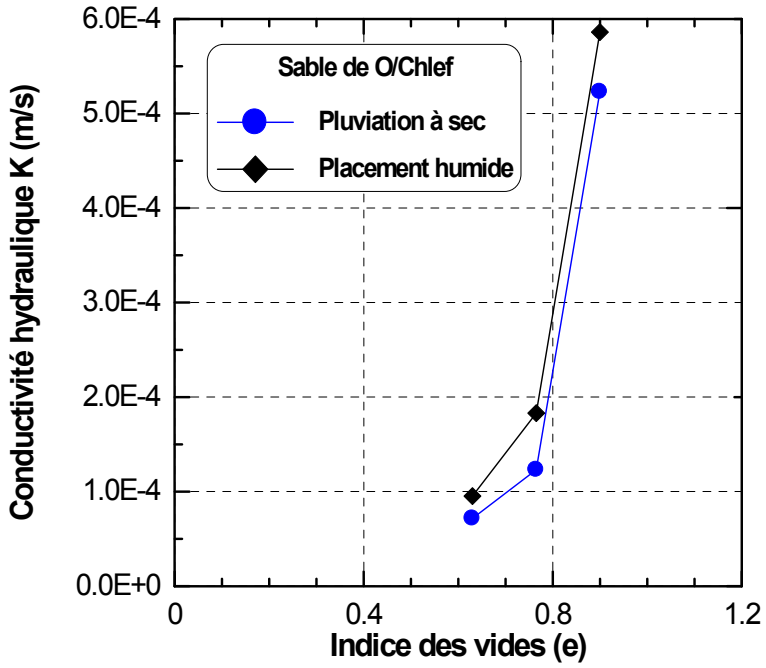


Figure 3. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides selon deux méthodes de déposition : Pluviation à sec (PS) et Placement humide (PH)

On retrouve aussi dans la figure 4, une confirmation de la tendance évoquée sur l'influence des modes de déposition à savoir la conductivité hydraulique de la méthode PH est supérieure à celle de la méthode PS.

4.3. Effet de la densité sèche :

L'effet de la densité sèche est représenté dans la figure 4. On note qu'un accroissement de cette densité diminue la valeur de la conductivité hydraulique du sable. Cette réduction de la conductivité se traduit par l'élimination des vides sous l'augmentation de la densité.

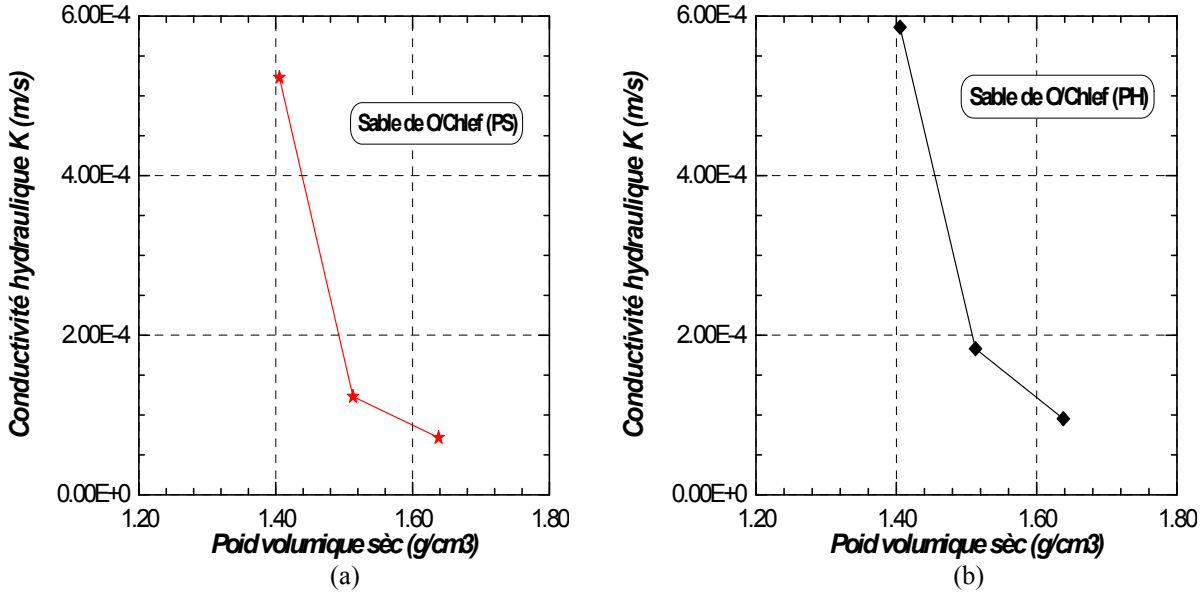


Figure 4. Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la densité sèche (a) Pluviation à sec (PS), (b) Placement humide (PH)

5. CONCLUSION :

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence des méthodes de déposition sur la conductivité hydraulique du sable d'Oued de Chlef. En utilisant un perméamètre à charge constant, des essais ont été réalisés à des densités relatives de 20, 50 et 80% selon deux modes de déposition, la pluviation à sec et le placement humide.

Les essais montrent que la conductivité hydraulique K (m/s) diminue avec l'augmentation de la densité relative et la densité sèche du sable, mais elle augmente avec l'augmentation de l'indice des vides du sable, indiquant que pour des pores plus élevés, cette conductivité devient de plus en plus élevée.

De plus, les essais préparés avec la méthode de placement humide (PH) présentent une conductivité hydraulique plus élevée à ceux préparés avec la méthode de pluviation à sec (PS).

Bibliographie:

[1] Lade, R.S. (1974), Specimen preparation and liquefaction of sands, Journal Geotechnical Engineering, vol. 100, GT 10, PP. 1180-1184.

[2] Ladd R.S. (1977), Specimen Preparation and cyclic stability of sands, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, N° GT 6, pp. 535-547.

[3] Mulilis, J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. & Arulanadan K. (1977), Effects of sample preparation on sand liquefaction, J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.

[4] Oda, M. (1972), Initial fabrics and their relation to machanical properties of granular material, Soils and Foundations, Vol. 12, N° 1, pp. 17-36.

[5] Miura, S. & Toki, S. (1982), A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol. 22, N° 1, pp. 61-77.

[6] Been, K. & Jefferies, M.G. (1985), The critical parameter of sands, Geotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.

[7] Vaid, P.Y. & Negussey, D. (1984), Relative density of pluviated sand samples, Soils and Foundations, Vol. 24, N° 2, pp. 101-105.

[8] Canou, J. (1989), Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris.

[9] Canou, J. & Elhachem, M. (1989), Effet de structure et liquéfaction statique d'un sable lâche, 12ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Rio de Janeiro.

[10] Vaid P.Y., Chung E.K.F. & Kuerbis R.H. (1990): «Stress path and steady state», Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, pp.1-7.

[11] De gregorio, V.B. (1990), Loading system, sample preparation, and liquefaction, Journal of Geotechn. Engineering, Vol. 116, N°5, pp. 805-821.

[12] Ishihara, K. (1993), Liquefaction and flow failure during earthquakes, The 33rd Rankine lecture, Geotechnique, 43(3), pp. 351-415.

[13] Zlatovic, S. & Ishihara, K. (1997), Normalised behaviour of very loose nonplastic soil/ Effects of fabric, Soils and Foundations, Tokyo, 37(4), pp. 47-56.

[14] Vaid, Y. P., Sivathayalan S., Stedman D. (1999): «Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand», Geotechnical Testing Journal, vol. 22, n° 3, pp.187-195.

[15] Hoeg, K., Dyvik, R. & Sandbaekken, G. (2000): « Strength of indisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, N° 7, pp.606-617.

[16] Thevanayagam, S. (2000), Liquefaction of silty soils—considerations for screening and retrofit strategies. In: Loh C, Kawashima K, Buckle I (eds) Proceedings 2nd International workshop on mitigation of seismic effects on transportation structures. National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, p 314.

[17] Sathees, T. (2006), Saturated hydraulic conductivity of poorly graded sands with nonplastic silt using a flexible wall permeameter, MS thesis, New Mexico State Univ., Las Cruces, NM.

[18] Bandini, P., Sathiskumar, S. (2009), Effects of silt content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and compressibility of sand–silt mixtures, J Geotech Geoenviron Eng Div ASCE 135(12):1976–1980.

EFFET DES FINES ET DE LA TENEUR EN EAU SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES LIMONEUX

M. M. Mekkakia[1], A.Arab[2], M. Belkhatir[3]

[1] *Laboratoire des sciences des Matériaux et Environnement (Université de Chlef Algérie, mek_mer@yahoo.frl)*

[2] *Laboratoire des sciences des Matériaux et Environnement (Université de Chlef Algérie, ah_arab@yahoo.fr)*

[3]*Laboratoire des sciences des Matériaux et Environnement (Université de Chlef Algérie, abelkatir@yahoo.com)*

Thème N° 3 : Comportement des structures et des sols

Résumé

L'étude des sols non saturés est un domaine très complexe auquel sont orientés plusieurs recherches ces dernières années. Dans les sols certaines situations au-dessous de la nappe phréatique ne sont pas prises en compte comme si c'est généralement totalement saturé. Cependant le sable généralement contient des sols fins comme le limon, la faible présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité de la structure. La prise en compte d'interactions entre les grains est de plus en plus complexe. Tandis que l'eau peut être liée ou adsorbée à la surface des grains très fins par l'action de phénomènes d'attraction moléculaire et électrostatique, et quand la surface des particules est mouillée par une certaine quantité de liquide mobile, il y aura un autre type d'interaction nommé ponts liquides ou force capillaire, cette interaction est caractérisée par la présence d'un ménisque qui lie ces deux particules. L'objectif du présent est l'étude des effets des fines et de la teneur en eau sur les comportements des mélanges (sable +%des fines) cisaillés à l'appareil de Casagrande.

Mots –Clés : *Sable, Mélange, forces inter-granulaires, Cohésion, Angle de Frottement, Pont liquides*

1. INTRODUCTION

L'étude de l'interaction qui résulte des mélanges (sable+limon) est instructive à plusieurs niveaux. Ces mélanges existant dans la nature, et le sable généralement contient des sols fins comme le limon. La structure des sols grenus met en œuvre des forces inter granulaires relativement petites. En revanche, les forces inter granulaires des fines plastiques sont relativement grandes (Mitchell, 1993). Les sables limoneux peuvent être considérés comme une matrice se composant de deux submatrices: l'une à gros grains, constituée de particules de sable, et l'autre à grains fins, constituée de fines (Thevanayagan, 1998). Vu l'importance de ces sables (sables limoneux), plusieurs études ont été faites et plusieurs méthodes ont été proposées. Une description importante a été fait sur les dépôts des sables limoneux dans le site Gulfaks, ils ont déduit que ces sols ont une capacité portante très importante sous l'installation des plates formes les fondations et sur tout sous les charges cyclique (Tjelta et al., 1988). Une autre étude sur le comportement non drainé des sables argileux en compression et extension sur un appareil triaxial, ils ont formés leurs modèles à partir d'un sable fin (Ham river Sand) dans une suspension d'argile, leurs résultats trouvés montrent que ce modèle (sable argileux) présente un intérêt particulier pour la mécanique des sols (Georgiannou, 1991). A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). La prise en compte d'interactions entre les grains est de plus en plus complexes. Parmi ces interactions, la cohésion par capillarité, due à la présence de ponts liquides entre les grains, est un mécanisme qui suscite l'intérêt de nombreuses disciplines: les sciences des sols (Mohtar et Braudeau, 2003), les applications geotechniques (Harr, 1981; Holtz et Kovacs, 1991; Mitchell, 1993) La cohésion et l'angle de frottement qui indiquent l'existence ou non de sol fin, ces caractéristiques mécaniques due au phénomène d'attraction entre les grains fins donne au milieu, où il existe des comportements particuliers, d'où l'intérêt d'étudier les phénomènes naturels comme le glissement, l'effondrement et surtout le phénomène de liquéfaction et d'investiguer des nouvelles caractéristiques d'un milieu mélangé entre un limon et un sable. La présence de l'eau interstitielle, se rend encore plus compliquée, c'est-à-dire la connaissance du comportement d'un milieu: une quantité très faible de

liquide à la surface des particules peut modifier de façon très importante les propriétés physiques d'un milieu granulaire comme les propriétés d'écoulement ou les caractéristiques de compression. D'autre part, si la quantité de liquide est suffisante pour former des ponts liquides aux points de contact, les forces inter-particulaires sont modifiées et la liberté de mouvement des particules diminue. Ceci entraîne l'augmentation de la porosité du milieu granulaire (Nokhodchi, 2005 ; Bocquet, 2002 ; Schulze, 2008). Dans tous ces problèmes, il est nécessaire de faire une étude bien précise sur le comportement de sol en vue d'analyser tous ces types de problèmes. Acet effet, ce présent travail est consacré à l'étude en laboratoire du comportement des mélanges (sable+limon) à différentes fractions des fines (0%, 10%, 20%, 30%, 40%). On a procédé à des essais de cisaillement sur ces mélanges à différentes teneurs en eau égales à 0%, 3%, 5%,7%, et 9%, pour deux états différents: lâche (15%) et dense (90%), à trois contraintes normales (σ_n=100,200, et 300kPa).

2. MATERIAUX UTILISÉS

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen D_{50} = 0,61mm, contenant 0.5% de fines peu plastiques (Ip= 6%). La figure1 montre les courbes granulométriques des matériaux utilisés. Les tableaux 1 et 2 donnent les caractéristiques de ces sols.

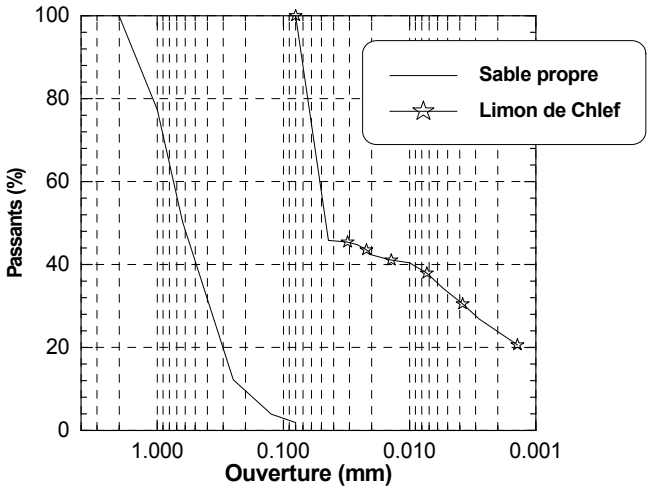


Figure 1. Courbe granulométrique du sable de Chlef.

Tableau 1. *Propriétés physiques du sable*

Materiau	γ_s (g/cm^3)	e_{max}	e_{min}	Cu=D_{60}/D_{10}	D_{50}
Sable de Chlef	2.68	0.85	0.53	3.38	0.61

Tableau 2. *Propriétés Physiques de Limon*

Materiau	γ_s (g/cm^3)	e_{max}	e_{min}	Indice de Plasticité (I_p)
Limon	2.70	1.42	0.73	3.38

3. ANALYSE EXPERIMENTALE

3.1. Influence de la teneur en eau sur la Cohésion

D'après les figures 2 et 3, on observe la variation de la cohésion (c) en fonction de la teneur en eau (ω) pour les deux états: dense du sol (Dr=90%) et lâche (Dr=15%), la cohésion (c) du mélange augmente jusqu'à 3% de teneur en eau, au-delà de cette valeur la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. D'autre part la cohésion du sol diminue au-delà de 3% de teneur en eau.

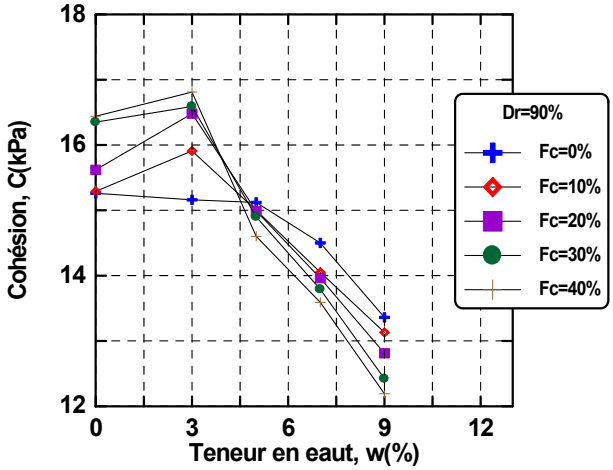


Figure 2. Variation de la cohésion en fonction de la teneur en eau (Dr= 90%).

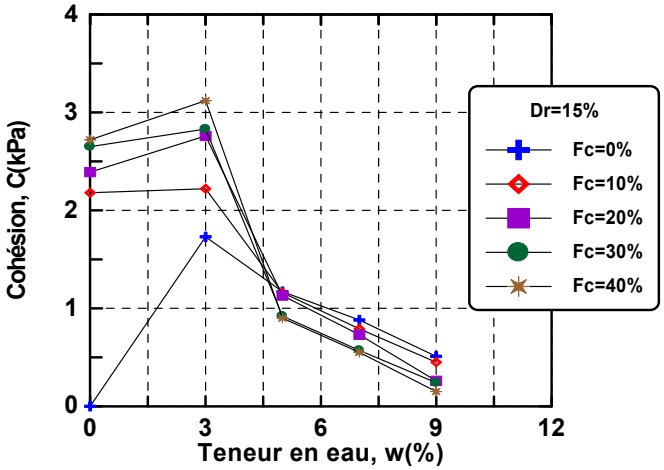


Figure 3. Variation de la cohésion en fonction de la teneur en eau (Dr= 15%).

3.2. Evolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en eau (Dr = 90%)

Les figures 4 et 5, montrent l'évolution de l'angle du frottement interne du mélange pour l'état dense (Dr=90%) et lâche (Dr=15%). L'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à 3% pour chaque mélange. Au-delà de 3%, l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation de teneur en eau pour tous les mélanges. On observe aussi quatre point critique P1, P2 (fig 4) et P3, P4 (fig 5) qui représentent les points d'inversion d'allure.

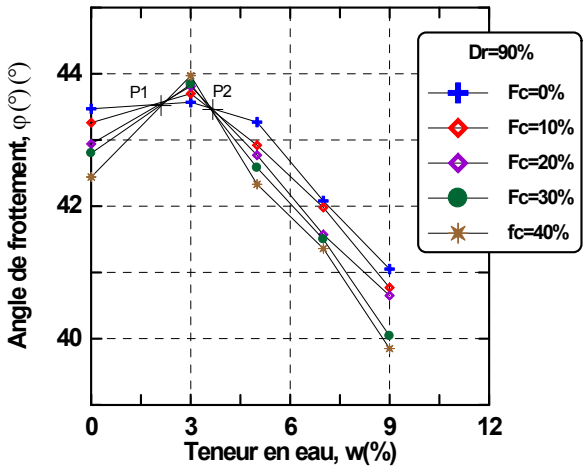


Figure 4. Evolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en eau (Dr = 90%)

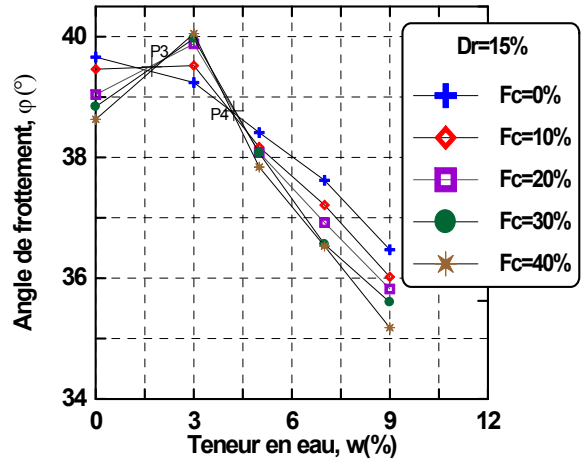


Figure 5. Evolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en eau (Dr = 15 %)

3.3. Evolution de la cohésion avec la teneur en fines

On constate suivant les Figures 6et 7, que la cohésion (c) du sol augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Fc) pour les teneurs égale à 0% et surtout pour 3%. Cependant, elle diminue à partir où la teneur en eau est supérieur à 3%, bien sur avec l'augmentation des teneurs en fines.

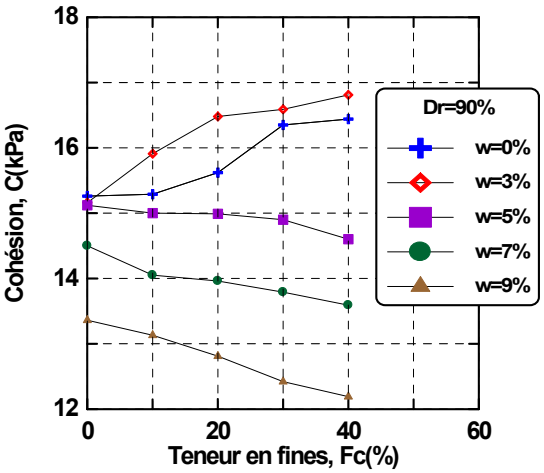


Figure 6. Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fines (Dr = 90%)

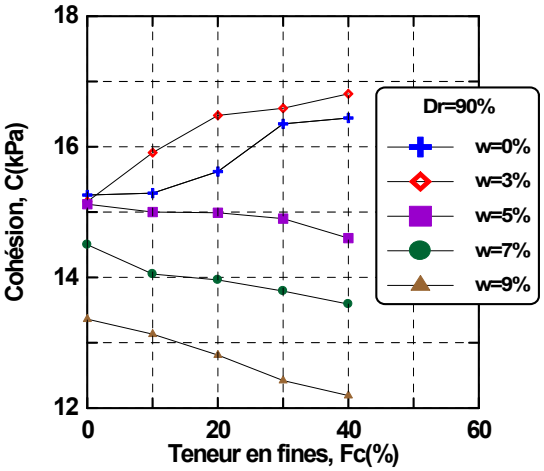


Figure 7. Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fines (Dr = 15%)

3.4. Evolution l'Angle de frottement la teneur en fines

L'évolution de l'angle du frottement interne des mélanges sable-limon pour l'état dense (Dr=90%) et lâche (Dr=15%) et d'après les figures 8 et 9, on constate que l'angle de frottement interne du sol augmente suivant une relation quasi-linéaire avec l'augmentation de la fraction des fines peu plastiques uniquement pour la teneur en eau inférieur ou égale à 3%, cependant au-delà de cette valeur (w=3%), il diminue avec l'augmentation de la teneur en fines. On pourra dire que la teneur en eau de 3% joue un rôle important dans la génération d'une résistance optimale des mélanges sable-limon

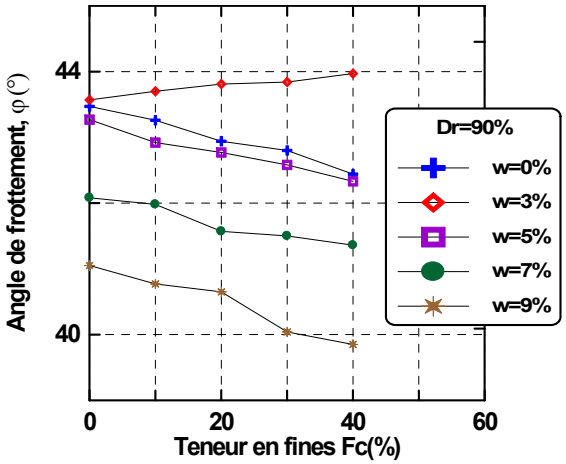


Figure 8. Evolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en fines (Dr= 90%).

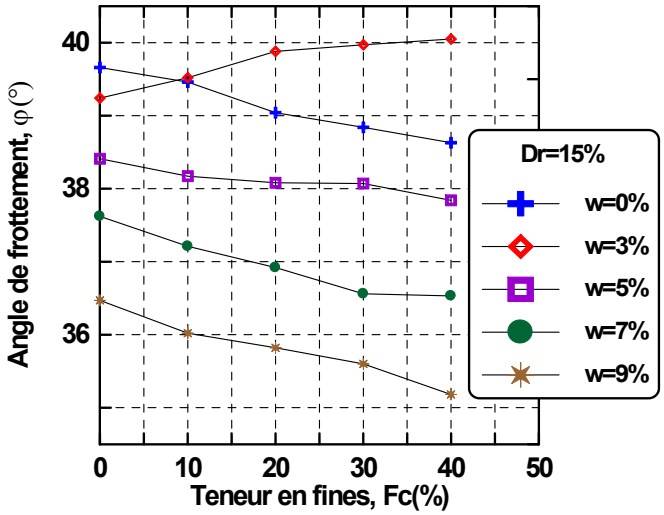


Figure 9. Evolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en fines (Dr=15%).

III. CONCLUSION

L'augmentation du pourcentage des fines permet d'augmenter la compacité de l'empilement granulaire; car les petites particules comblent les interstices formés entre les grosses particules. La présence de l'eau nous permet de conclure que pour les deux états dense et lâche, on observe une formation des ponts liquides pour les faibles quantités de liquides (état pendulaire), ce qui entraîne une rapide augmentation de la cohésion jusqu'à une valeur maximale de teneur en égale à 3%. L'ajout de quantités de liquides importantes (état funiculaire) entraîne l'augmentation du volume des ponts liquides préalablement formés et modifie la force capillaire. Tandis que la cohésion évolue au fur et à mesure que la teneur en eau diminue. En ce qui concerne l'angle de frottement, l'augmentation de la quantité de liquide va apporter un nombre plus important de ponts, et durant le cisaillement l'angle de frottement augmente jusqu'à une valeur maximale φ_{max} et pour une valeur de la teneur en eau (w= 3%°). Tandis qu'à partir des points: P1, P2, P3, P4, on assiste à un changement de la tendance de φ en fonction de la teneur en fines. On peut conclure que tous nos travaux, que ce soit à l'état lâche ou dense, on a constaté que les comportements des mélanges sont les mêmes, tandis que les caractéristiques mécaniques (C et φ) sont plus importantes dans le cas dense que dans le cas lâche.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Mitchell. J. K (1993) "Fundamentals of soil behavior", Wiley Inter Science, second edition.
[2] Thevanayagam S (1998) "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng, Vol. 124, n° 6, .479-491.
[3] Tjelta T.I, Skothein, A.A., Savano G (1988) "Foundation Design for Deep Water Gravity Base Structure withLong Skritson Soft Soils", Pro. Int. Conf. on bihaviour of Offshore Structures, Trondheimm, Norway, Vol. 1, 173-192.
[4] Georgiannou V. N., Hight D. W, and Burland J. B (1991) "Undrained Behaviour of Natural and Model Clayey sands", Soils Foundation, Vol. 31.17-29.
[5] Mohtar R.H. and Braudeau E (2003) "New paradigm for modeling soil water in non-rigid aggregated soil medium", Resource Magazine, ASAE, 10, 1-12,

[6] Harr M.E (1981) "Mecanique des milieux formes de particules", Presses Polytechniques Romandes, Lausanne.
[7] Holtz R.D. et Kovacs W.D (1991) "Introduction à la géotechnique",Editions de l'Ecole Polytechnique de Montreal.
[8] Nokhodchi A (2005) "An overview of the effect of moisture on compaction and compression", Pharmaceutical Technology 29, 46-66.
[9] Bocquet L., Charlaix E., Restagno F (2002) "Physics of humid granular media", Comptes Rendus Physique 3, 207-215.
[10] Schulze. D (2008) " Powders and bulk solids : Behavior, characterization, storage and flow", Springer Berlin – Heidelberg – New York – Tokyo.

L'EXENTRICITE STRUCTURALE DANS MES BÂTIMENTS MULTIETAGES EN QUESTIONS

HADJADJ A.[1], OUAZIR A.[1], BENANANE A.[1]
1 : Université Abdel-Hamid Ibn-Badis de Mostaghanem, abderouazir@gmail.com

Thème N° 7 : *Réglementation Parasismique*.

Résumé
La notion du centre de rigidité (CR) remonte aux techniques manuelles d'analyse sismique des structures. Le centre de rigidité a été défini comme le centre de gravité des raideurs des éléments de résistance latéraux d'un étage. Pour les structures à un niveau, la définition fonctionne bien parce qu'il n'y a pas de couplage inter-étages pour compliquer le problème. Cette technique d'analyse a été extrapolée pour les bâtiments à plusieurs étages, sans se préoccuper de l'influence des déformations des étages sur les positions des CR. Aujourd'hui, on assiste à un manque de clarté vis-à-vis de la définition du CR dans la plupart des codes parasismiques en vigueur, notamment les Règles parasismiques Algériennes (RPA). Ceci n'est pas étonnant car on retrouve plusieurs définitions dans la littérature qui ne donnent pas forcément les mêmes résultats pour les structures multiétagées. Par conséquent, l'ingénieur en structures est livré à lui-même quant à l'évaluation du CR. D'autant plus que les logiciels de calcul de structures n'utilisent pas tous la même approche pour la détermination du CR, à l'instar de Robot structural et Etabs ou SAP 2000. Alors que faire ? Le but de cet article est d'essayer d'apporter des éléments de réponse à cette question.

Mots clés
Excentricité structurale, centre de rigidité, centre de torsion, centre de cisaillement, structure irrégulière.

I. INTRODUCTION

Les retours d'expériences post-sismiques montrent clairement que les bâtiments à structure régulière et symétrique se comportent mieux que ceux dont les formes géométriques et la distribution des éléments résistants sont complexes, même lorsque les règlements parasismiques ont été correctement appliqués. En effet, les structures irrégulières ont des éléments structuraux dont les réponses sismiques et les capacités de déformation sont très différentes ; ainsi, de telles structures sont très sensibles aux effets de torsion.

Le manque de symétrie dans le plan est souvent mesuré en termes d'excentricité statique entre le centre de gravité des masses d'un étage (CM) et le centre de rigidité (CR). A cet égard, un manque de clarté vis-à-vis la définition de cette excentricité est palpable dans la plupart des codes parasismiques en vigueur, notamment les Règles parasismiques Algériennes (RPA). Et pour cause, la plupart desdits codes ne dispose pas d'une formule claire pour évaluer le CR, notamment pour les structures à plusieurs niveaux. Ceci n'est pas étonnant car on retrouve plusieurs définitions dans la littérature qui ne donnent pas forcément les mêmes résultats pour les structures multiétagées. Par conséquent, l'ingénieur en structures est livré à lui-même quant à l'évaluation du CR. D'autant plus que les logiciels de calcul de structures n'utilisent pas tous la même approche pour la détermination du CR, à l'instar de Robot structural et Etabs ou SAP 2000. Alors que faire ?

Le but de cet article est d'essayer d'apporter des éléments de réponse à cette question. Pour ce faire, nous passerons en revue l'essentielle des définitions du CR existantes dans la littérature (II). Ensuite, on s'attelle sur les hypothèses et les conditions d'application de chacune d'elles, notamment pour les bâtiments irréguliers à plusieurs niveaux (III). Enfin, une comparaison numérique de deux approches différentes d'évaluation du CR est effectuée, pour mieux percevoir l'ampleur des écarts de leurs résultats (IV).

II. Centre de rigidité : centre des raideurs ou de cisaillement ou de torsion ?

Le centre de rigidité est défini comme le centre de rigidité latérale de tous les éléments sismiques primaires. Dans les bâtiments à un seul étage, la détermination de celui-ci ne pose aucun problème. En effet, dans ce genre de structures, le CR, défini comme un point d'un plancher rigide à travers lequel une force latérale ne provoque qu'une translation sans rotation, peut être localisé de façon précise [2]. De plus, le CR coïncide, en l'occurrence, avec : - le centre ce cisaillement (CC), point par lequel passe la résultante de l'effort tranchant au niveau de l'étage et ne causant qu'une translation seule du plancher rigide. - le centre de torsion (CT), point d'un plancher

rigide restant immobile lorsque la structure est soumise à un moment de torsion d'axe vertical. En d'autres termes, dans les structures à un seul niveau, tous ces centres sont localisés sur un même point.

En revanche, Dans les bâtiments comportant plusieurs étages, l'évaluation du CR devient complexe, notamment pour les structures irrégulières, à cause du couplage inter-étages. Ainsi, les CR dépendent, en plus des raideurs latérales, de la distribution des forces sismiques, au niveau de chaque étage, dans les éléments de résistance. D'une manière générale, les centres de rigidités, des raideurs, de cisaillement, et de torsion sont des points différents. Seules des définitions approximatives du centre de rigidité sont alors possibles.

De nombreuses recherches [2-3] ont identifiées une classe de structures dans lesquelles les CR sont indépendants des forces latérales et sont situés sur une même ligne verticale. Lesdites structures sont connues sous le nom « proportional buildings ». Il s'agit en fait de structures dont les matrices des rigidités latérales des différents éléments de résistance sont proportionnelles. Autrement dit, les déformations des éléments individuels de contreventement soumis à des charges horizontales ne sont pas très différentes, comme les systèmes de portiques autostables ou de voiles seuls. En revanche, ce n'est pas le cas des systèmes à contreventement mixte (portiques et voiles ensemble).

Ainsi, dans le cas des portiques et des systèmes de murs élancés dominés par les déformations de flexion, les positions des centres de rigidités peuvent être calculés à tous les niveaux comme centres de raideurs des éléments verticaux.

III. Peut-on évaluer les centres de rigidité dans les bâtiments à plusieurs étages ?

Contrairement aux structures à un seul niveau, l'évaluation des centres de rigidité dans celles à plusieurs niveaux pose problème. Car si certaines définitions du CR donnent des formules simples, d'autres proposent des approches non pratiques pour l'ingénieur en structures, voire pas de formules du tout.

Nous rappelons ci-après les principales approches existantes dans la littérature et recommandés par quelques codes parasismiques, notamment l'Eurocode 8 :

- L'approche mentionnant que le CR, ne dépendant pas des forces latérales, est le centre des raideurs latérales : il s'agit de calculer le centre de gravité des raideurs au niveau de chaque étage. Ainsi, les CR sont fonctions uniquement des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment. Ainsi il se situe sur une même ligne verticale. Cette définition n'est valable que les structures ayant le même type d'éléments de résistance (portique ou voiles) sur toute la hauteur. Les coordonnées du centre de rigidité sont calculées d'après les formules :

$$X_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^{n} k_{yi}} \quad (1)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} k_{xi} y_i}{\sum_{i=1}^{n} k_{xi}} \quad (2)$$

Avec :
kxi et kyi : rigidités latérales des éléments de résistance
n : nombre des éléments dans l'étage considéré
xi et yi coordonnées de l'élément i dans un repère global choisi

- L'approche qui considère que le CR, au niveau de chaque étage, comme le point par lequel l'application de la résultante des efforts tranchants latérale ne produit aucune rotation dans tous les étages [1].

- L'approche qui soutient que le CR, dans n'importe quel étage, est le point par lequel l'application d'une force sismique ne cause pas de rotation dans cet étage, alors que le reste des étages peut tourner [1]. Cette technique ne donne pas de formules d'application pratique.
- Une autre approche, similaire à la précédente, considère, quant à elle, que les autres étages ne tournent pas aussi [3]. Cette technique peut être formulée de la façon suivante :

$$X_{CR,m} = \frac{\sum_{i=1}^{n}((V_{yi,m} - V_{yi,m-1})x_i)}{F_{y,m}} \quad (3)$$

$$Y_{CR,m} = \frac{\sum_{i=1}^{n}((V_{xi,m} - V_{xi,m-1})y_i)}{F_{x,m}} \quad (4)$$

Avec :
$V_{yi,m}$ et $V_{xi,m}$: efforts tranchants dans l'élément i à l'étage m, dans les directions x et y
n : nombre des éléments de résistance dans l'étage considéré.
m : nombre d'étages
xi et yi coordonnées de l'élément i dans un repère global choisi

- L'approche proposée dans l'Eurocode 8 où le CR est fonction des propriétés structurales et indépendant de la valeur absolue du chargement [4-5]. En revanche, l'amplitude de la force à chaque niveau doit être proportionnelle à la hauteur du niveau considéré par rapport à la base de la structure. La technique de cette approche est comme suit : pour évaluer le centre de la rigidité à un diaphragme particulier, la structure est analysée par son modèle en trois dimensions avec trois cas de charge. Les charges, choisies par simple commodité, sont appliquées au centre de masse (ou un point arbitraire). Le premier cas de charge (Vx=P kN) est appliqué dans une direction principale de la structure (Figure 1a), donnant une rotation du plancher Rzx. De même, le deuxième cas de charge de même valeur (Vy=P kN) est appliquée dans l'autre direction horizontale principale, donnant une rotation du plancher Rzy (Figure 1b). Enfin, le troisième cas de charge (un moment de rotation d'axe vertical Mz=P kN.m) est appliqué selon l'axe Z, donnant une rotation du plancher Rzz (Figure 1c). Ainsi, la distance entre les centres de masse et de rigidité dans la direction X peut être prise à chaque niveau comme la rotation due aux forces dans la direction Y divisée par la rotation sous l'effet des moments :

$$e_x = \frac{-R_{ZY}}{R_{ZZ}} \quad (5)$$

De même, la distance entre les centres de masse et de rigidité dans la direction Y peut être prise comme la rotation due aux forces dans la direction X divisée par la rotation sous l'effet des moments :

$$e_Y = \frac{-R_{ZX}}{R_{ZZ}} \quad (6)$$

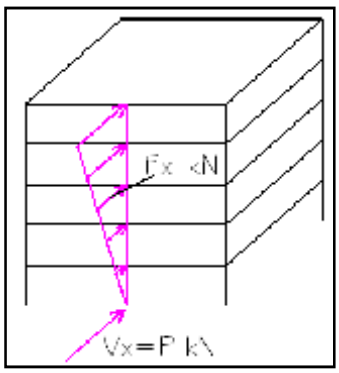


Figure 1a. Système de forces sismiques Fxi suivant la direction X

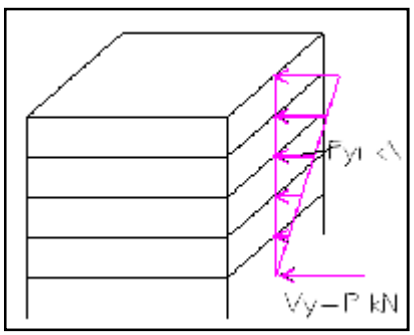


Figure 1b. Système de forces sismiques Fyi suivant la direction Y

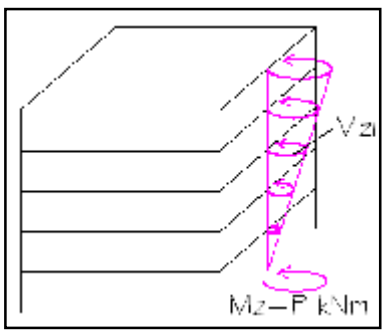


Figure 1c. Système de moments Mzi d'axe vertical Z

IV. Les diverses définitions du centre de rigidité donnent-elles les mêmes résultats ?

Pour illustrer la concordance ou les différences entre les résultats des différentes approches de calcul des centres de rigidité, une comparaison numérique a été menée, à partir de trois types de structures : les deux premières de forme régulière, l'une en portiques autostables (Figure 2) et l'autre mixte, c'est-à-dire en voiles et portiques (Figure 3). La troisième de forme irrégulière en L, en portiques autostables (Figure 4a). Deux approches ont été sélectionnées : celle des rigidités relatives (centre des raideurs), la technique la plus utilisée par nos ingénieurs et celle recommandée par l'Eurocode 8, technique plus générales et plus réaliste. Quant aux approches restantes, elles ne sont pratiques pour les concepteurs, voire elles ne disposent pas du tout de formules simples.

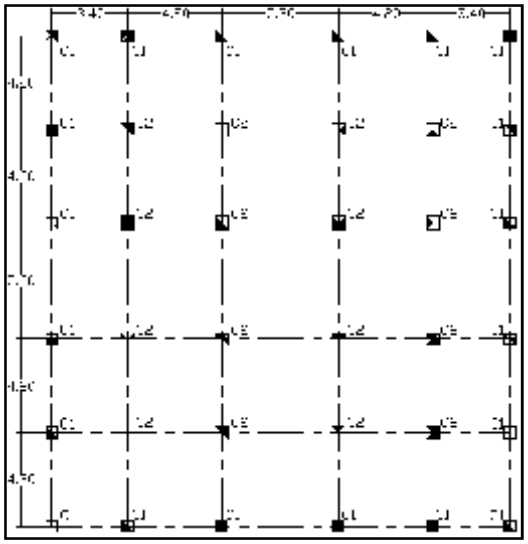


Figure 2. Caractéristiques géométriques de la structure autostable étudiée

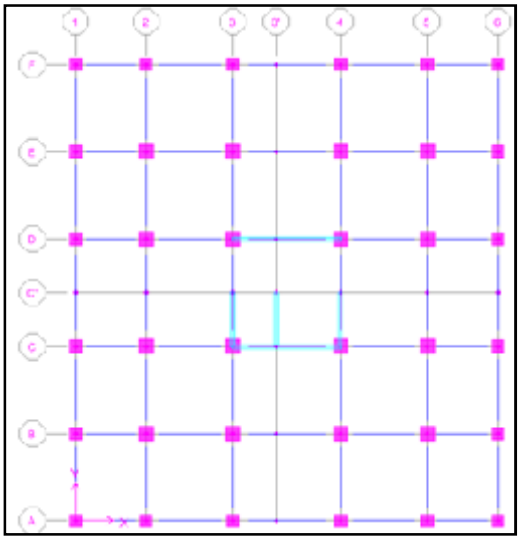


Figure 3. Caractéristiques géométriques de la structure contreventée étudiée

La comparaison des résultats des deux approches étudiées montre clairement des écarts dans la localisation des CR pour la structure mixte (portiques et voiles). De surcroît, on constate que les CR ne sont pas sur une même ligne verticale (Figures 4b). Ceci est d'une importance capitale pour le classement de la structure comme régulière ou irrégulière.

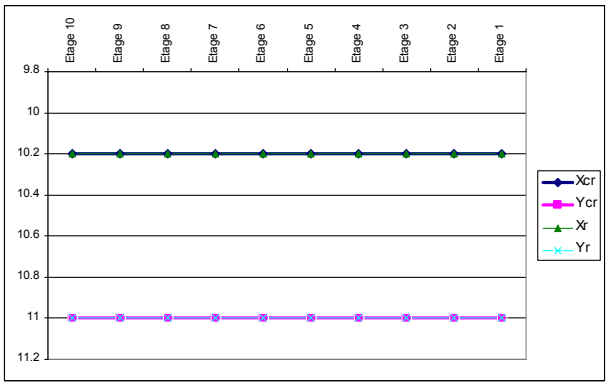


Figure 4a. Système de forces Fxi suivant la direction X

- X_{cr} et Y_{cr} sont les coordonnées du CR par la technique des centres de raideurs
- X_r et Y_r sont les coordonnées du CR par la technique recommandée par l'Eurocode 8

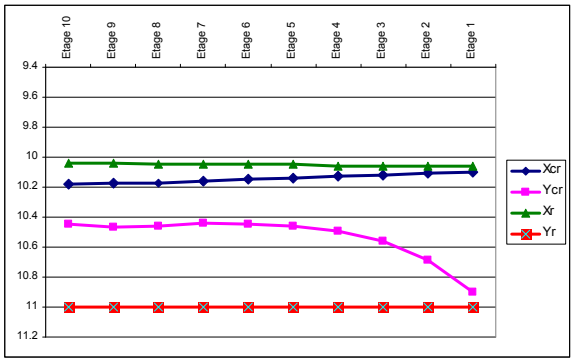


Figure 4b. système de forces Fxi suivant la direction X.

- X_{cr} et Y_{cr} sont les coordonnées du CR par la technique des centres de raideurs.
- X_r et Y_r sont les coordonnées du CR par la technique recommandée par l'Eurocode 8

En revanche, les deux méthodes donnent des résultats identiques pour la structure en portiques autostables (Figure 4a) et des résultats plus ou moins comparables pour la structure irrégulière en forme de L (Figures 5a et 5b).

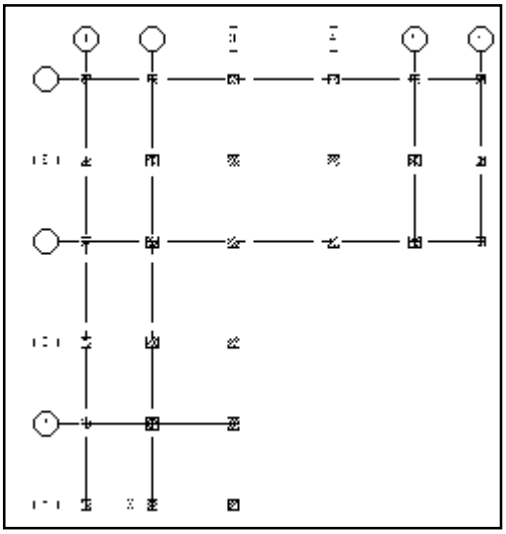


Figure 5a. Caractéristiques géométriques de la structure contreventée étudiée

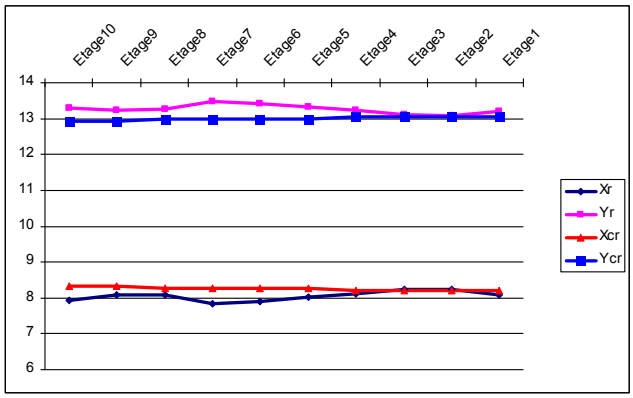


Figure 5b. système de forces Fxi suivant la direction X.

- X_{cr} et Y_{cr} sont les coordonnées du CR par la technique des centres de raideurs.
- X_r et Y_r sont les coordonnées du CR par la technique recommandée par l'Eurocode 8.

V. Conclusion

Toutes les approches concernant le calcul des coordonnées des centres de rigidité donnent des résultats identiques pour les structures à un seul niveau. Mais leur extrapolation à des bâtiments à plusieurs niveaux donne des différences non négligeables, hormis pour les structures dont les déformations des éléments individuels de contreventement soumis à des actions horizontales ne sont pas très différentes. C'est le cas de systèmes de portiques ou de voiles. Mais, ce n'est pas le cas avec des systèmes de contreventement mixte (portiques et voiles). En effet, dans ce dernier cas, l'interaction entre les portiques et les voiles perturbe leurs déformations et génère un couplage inter-étages. Ainsi, les positions des centres de rigidité sont influencées, en plus des rigidités relatives des éléments de contreventement au niveau de chaque étage, par la distribution des forces sismiques dans lesdits éléments dans les étages supérieurs au niveau analysé.

Enfin, il convient de souligner que l'ingénieur en structures est contraint de vérifier, au moment de la modélisation de sa structure, l'approche utilisée, par le logiciel, pour le calcul des centres de rigidité.

Bibliographie

[1] Cheung, V. W. T., Tso, W. K., Eccentricity in irregular multi-storey buildings, Canadian Journal of Civil Engineering, 13(1), 46-52, 1986.
[2] Hejal, R., Chopra, A. K., Earthquake response of torsionally coupled buildings: Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Report no UCB/EERC-87/20, 1987.
[3] Smith, B. S., Vezina, S., Evaluation of centres of resistance in multi-storey building structures, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2- Research and Theory, 79(DEC), 623-635, 1985.
[4] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for Buildings EN 1998-1, 2004.
[5] Makarios T., Anastassiadis K., Real and fictitious elastic axes of multi-storey buildings: theory. Struct Des Tall Spec Build 7:33–55, 1998.
[6] Bosco M., Ghersi A., Marino EM., Corrective eccentricities for assessment by the nonlinear static method of 3D structures subjected to bidirectional ground motions. Earthq Eng Struct Dyn 41:1751–1773, 2012.

Etude en Laboratoire de l'Influence de la Densité Relative et du Confinement sur la Résistance non Drainé du Sol de Chlef
Effect of Relative Density and Confining Pressure on the Shear Strength of Chlef Sandy Soil: A Laboratory study

CHEMMAM Med [1], ARAB Ahmed [1],

Laboratoire des sciences des Matériaux et Environnement, Université de Chlef Algérie
Chemmam2010@yahoo.fr
Ah_ arab@yahoo.fr

Résumé

Cet article comporte une étude expérimentale en laboratoire sur l'influence du confinement et de la densité relative sur la réponse non drain du sol de Chlef. Les essais ont été réalisés à l'appareil triaxial sur des échantillons de sol reconstitués de densité relative Dr=15, 50 et 85% soumis à des pressions de confinement initiales de 25, 50, 100, 200, 400 et 800 kPa. Les résultats ont montré que la densité relative initiale affecte d'une manière significative la résistance au cisaillement non drainé. La résistance augmente avec l'augmentation de la densité relative. L'augmentation de la contrainte de confinement de 25 à 800 kPa conduit à une augmentation de la résistance du sol selon croissance quasi linéaire. La variation de la pression interstitielle maximale à l'annulation de la vitesse de croissance croît d'une manière linéaire avec l'augmentation du confinement et diminue avec l'augmentation de la densité relative.

Mots –Clés : *sol, densité, confinement, non drainé, pression interstitielle.*

1. INTRODUCTION

La région de Chlef est située au Nord de l'Algérie à environ 210 km à l'ouest de la capital Alger. La région est sujette à d'intense activité sismique, elle est constamment une zone instable. Au cours de la dernière siècle, la région de Chlef a subi de nombreux séismes dévastateurs (Orléansville, ex El Asnam et maintenant Chlef) in 1922, 1934, 1954 et le dernier était celui du 10 Octobre 1980. Ces derniers séismes ont été bien décrit et reporté par Mckenzie (1972) Theenin (1955) and Rothé (1955) et causant la mort d'un grand nombre de personnes parmi la population (1340 sont morts en 1954) et une destruction considérable des infrastructures de génie civil, des équipements publiques et de logement. Le dernier séisme du 10 Octobre 1980 qui s'est produit à 13h25 heure locale avec une magnitude de 7.3 selon les calculs de Papastamatiou (1980), a causé la perte de plusieurs vies (environ 2800) et la destruction d'un grand nombre de constructions. Les vibrations du séisme ont généré aussi certain nombre de phénomène géodynamique au niveau de la surface du sol tel que: mouvement du sol, et spécialement la liquéfaction de sols sableux suivie par une perte de résistance suite aux ondes de cisaillement générées par les vibrations du sol (glissement de terrain, affaissement, tassement, etc.) sont illustrés dans les figures 1et 2.



Figure 1. Affaissement des berges d'Oued Chlef

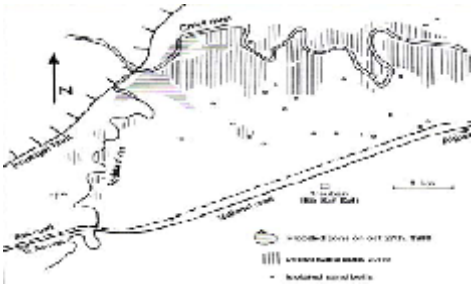


Figure 2. Valley d'Oued Chlef et localisation des cratères de sables dus au phénomène de Liquéfaction –Durvill et Méneroud-1982

Des sols constitués d'un mélange sable-argile ou sable-limon sont fréquemment rencontrés. Les projets d'aménagement et de construction sur ce type de sols nécessitent une bonne connaissance de leur comportement mécanique. Le risque de liquéfaction prend une part grandissante dans les projets d'aménagement du territoire et de construction. Il semblerait que Hazen […]ait été le premier a utilisé le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie. Le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale a la contrainte effective initiale. Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés. Le phénomène de liquéfaction a fait de nombreux dégâts à travers le monde où on observe des basculements et enfoncements de bâtiments (fig.3.) cas du séisme de Niigata (1964), glissements de terrain (Chlef 1980), destruction de pont suite à l'enfoncement des culés lors du séisme de Kobé (1995).



Figure 3 : Enfoncement, basculement et renversement des bâtiments lors du séisme de Niigata Japon (1964)

Dans cet article, on présente une étude en laboratoire sur l'Influence de la Densité Relative sur des échantillons de sable propre avec une densité Dr=15%, 50% et 85% soumis à des pressions de confinement initiale de σ'c= 25, 50, 100, 200, 400 et 800 kPa sous chargement monotone non drainé.

2. Matériaux étudiés

Les essais ont été réalisés sur un mélange du sable de Chlef (Algérie) et du limon de l'Oued de Chlef. Les courbes granulométriques de ces sols sont données dans la figure 4a. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen D_{50} = 0,72mm. Le mélange à été réalisé pour une fraction des fines (Fc) allant de 10% jusqu'à 100%. Le tableau 1 et la figure 4b donnent les variations des indices des vides maximal et minimal avec la fraction des fines. On note que ces deux indices diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à Fc = 30% ensuite, ils ré augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines. Les essais ont été réalisés avec différentes densités relatives Dr = 15%, 50%et Dr = 85% et soumis à des pressions de confinement initial σ'c= 25, 50, 100, 200, 400 et 800 kPa .

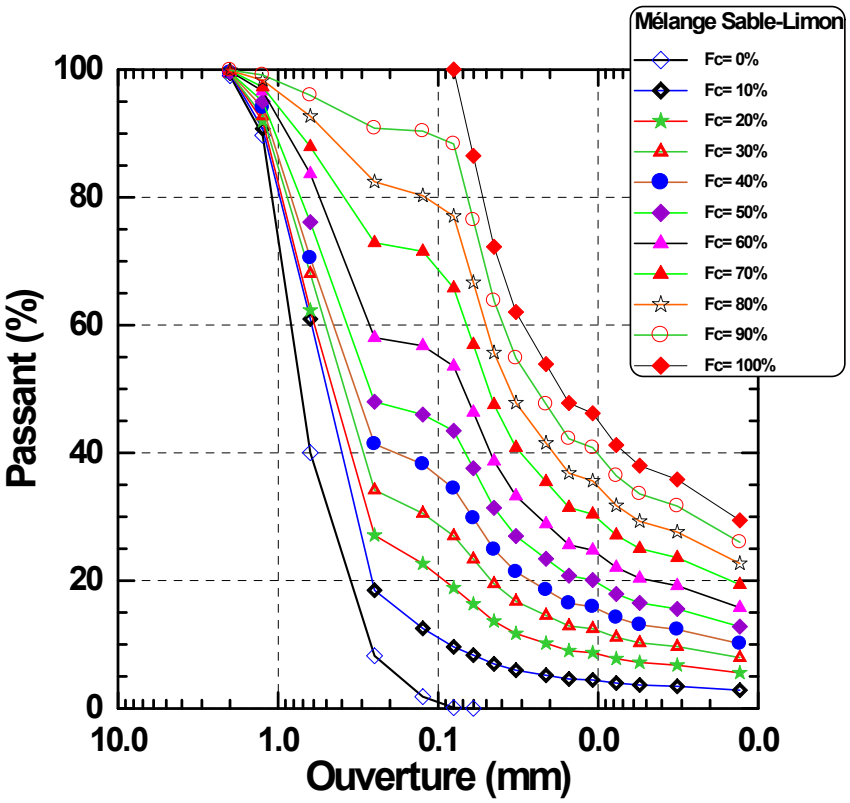


Figure 4 a: Courbe granulométrique des matériaux utilisés

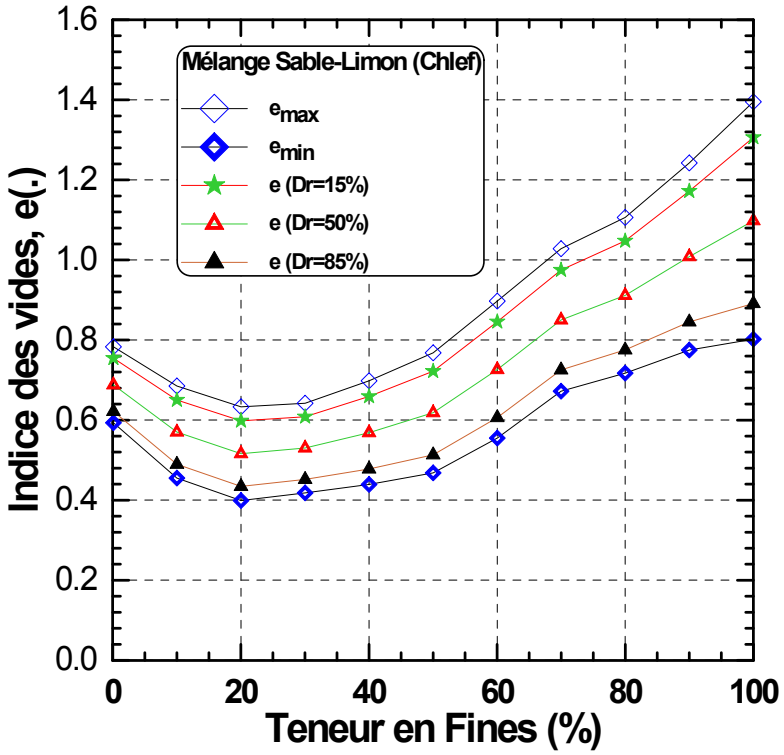


Figure 4b: Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines

Tableau I : Caractéristiques du mélange sable-Limon

Fraction les fines (%)	0	10	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100
e_{max}	0.783	0.736	0.685	0.672	0.699	0.761	0.836	0.983	1.138	1.219	1.378	1.552
e_{min}	0.593	0.499	0.443	0.439	0.468	0.492	0.524	0.626	0.762	0.809	0.883	0.920
γs	2.665	2.667	2.669	2.671	2.674	2.677	2.680	2.682	2.685	2.688	2.688	2.692

3. Résultats des essais réalisés

3.1. Essais de compression non drainée:

Les figures 5, 6 et 7 montrent les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs de pression de confinement variantes entre 25kpa et 800kpa pour des densités relatives initiales Dr= 15%, 50% et 85%. On constate que la résistance au

cisaillement non drainée augmente d'une manière significative avec l'augmentation des la densité relative. On note aussi que la résistance au cisaillement non drainée caractérisée par le déviateur de contrainte mobilisé augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la contrainte de confinement (fig.5a, 6a et 7a). Les figures 5b, 6b et 7b illustrent l'évolution de l'annulation du taux de variation de pression interstitielle. Les résultats montrent que la variation de pression interstitielle est très influencée par la variation de pression de confinement, la variation de pression interstitielle augmente d'une manière considérable avec l'augmentation de la pression de confinement.

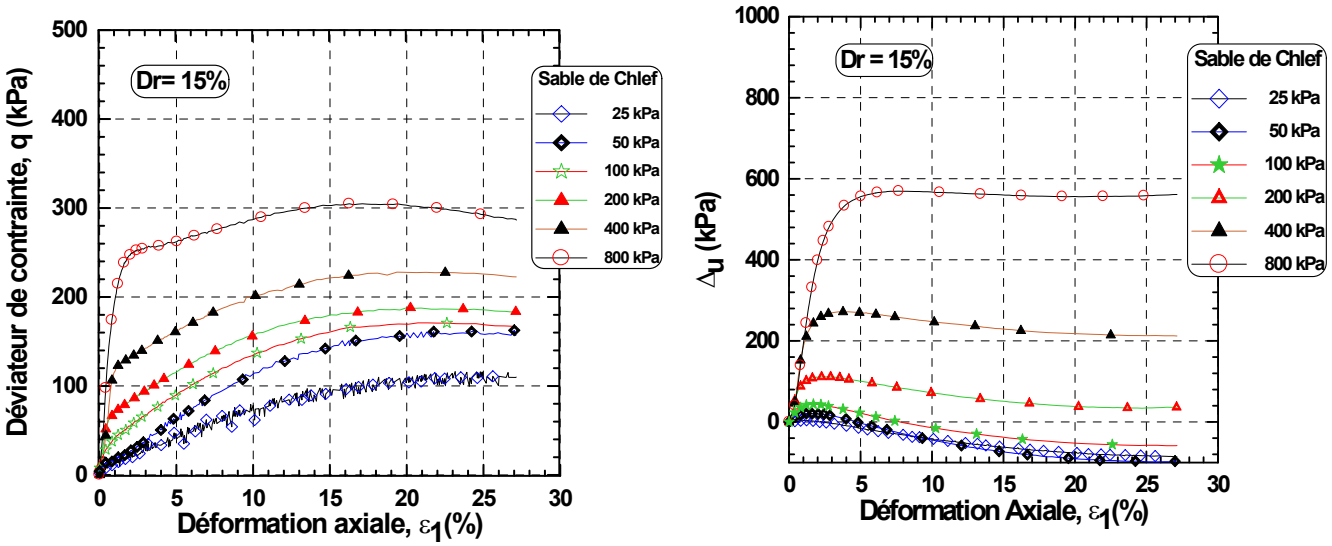


Figure 5: *Influence du confinement sur le comportement non drainé du sable propre lâche*

a - Déviateur en fonction de la déformation axiale.

b – Déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

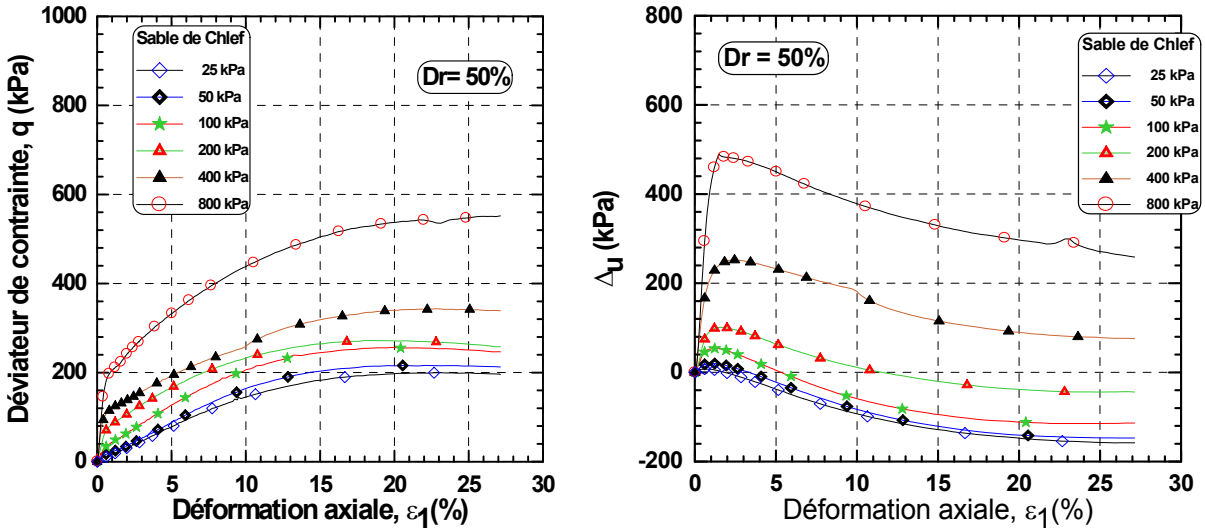
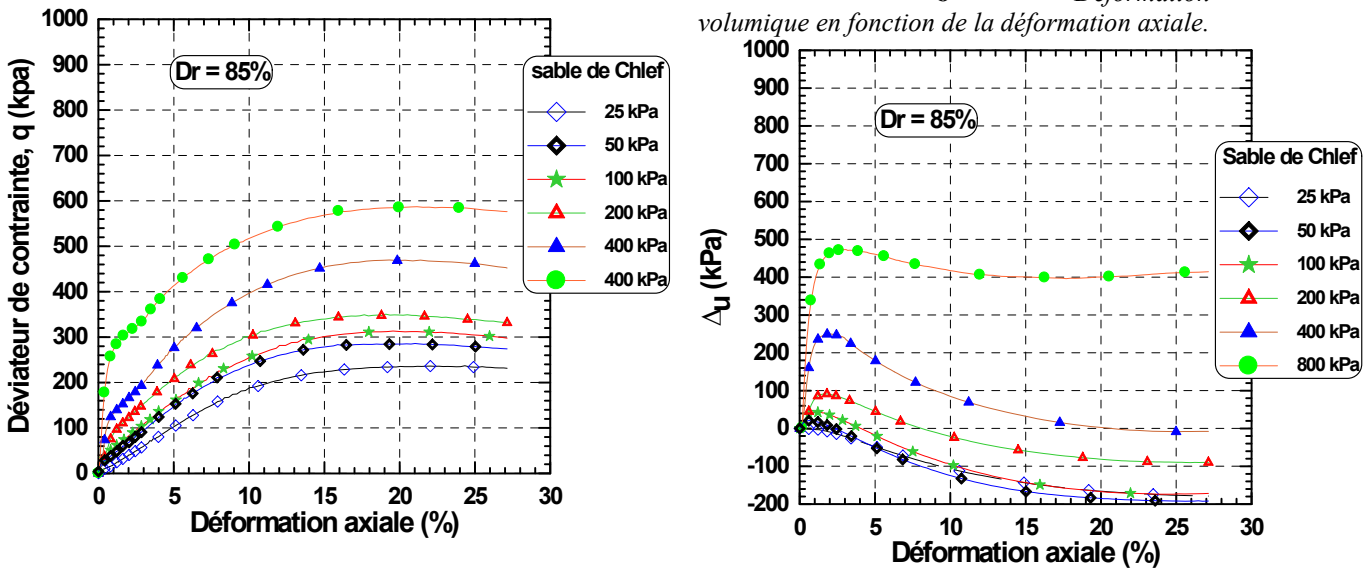


***Figure 6**: Influence du confinement sur le comportement non drainé du sable moyennement dense*

a - Déviateur en fonction de la déformation axiale,



b *– Déformation volumique en fonction de la déformation axiale.*

***Figure** 7: Influence du confinement sur le comportement non drainé du sable propre dense*

a - Déviateur en fonction de la déformation axiale,

***b** – Déformation volumique en fonction de la déformation axiale.*

3.2. Influence de la densité relative et de la pression de confinement

La figure 8 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée caractérisé par le déviateur de contrainte mobilisé. On constate que la résistance au cisaillement augmente d'une manière quasi linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement (R2=0.93, 0.99 et 0.98 pour respectivement Dr= 15, 50 et 85%). La figure 9 illustre l'évolution de la variation de pression interstitielle en fonction de la contrainte de confinement. Les résultats montrent que la pression interstitielle suit une croissance quasi linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement (R2= 0.998, 0998 et 0.995 pour Dr=15, 50 et 85% respectivement) et diminue avec l'augmentation de la densité relative du faite de la dilatance du sol.

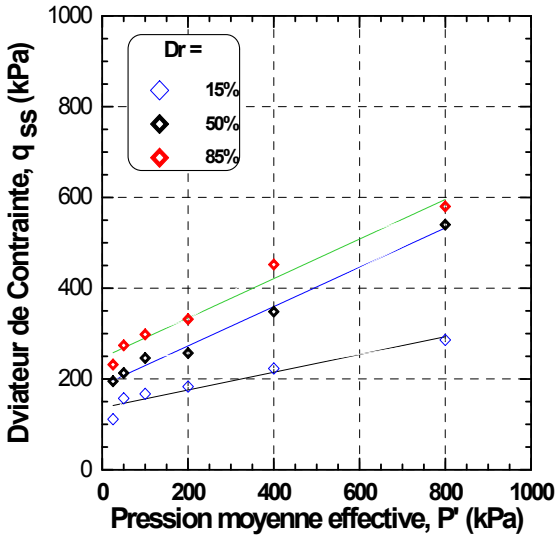


Figure 8: *Influence de la densité sur la réponse non drainé du sable propre de chlef (q, p')*

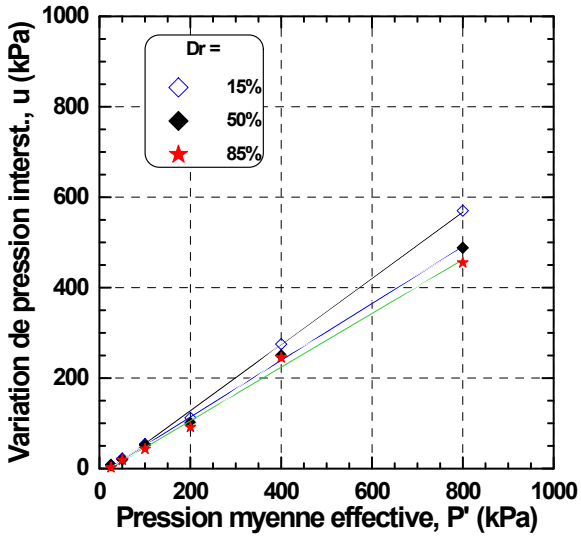


Figure 9: *Influence de la densité sur la réponse non drainé du sable propre de chlef (u, p')*

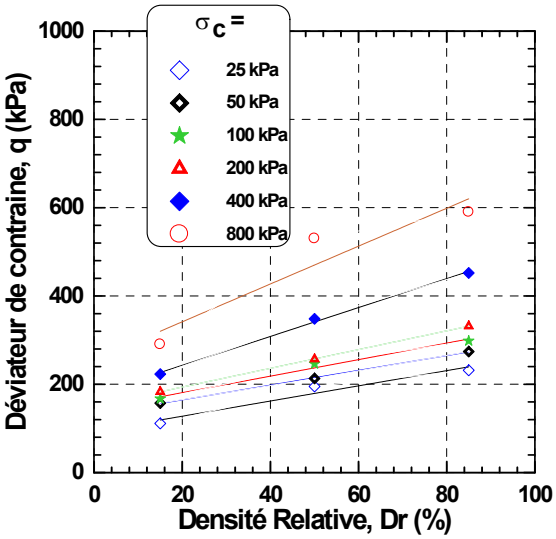


Figure 10 : Influence de la densité relative sur la réponse non drainée

La figure 10 illustre l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la densité relative. On note que le déviateur de contrainte évolue d'une manière quasi linéaire ($q = \alpha * Dr + b$) avec l'augmentation de la densité relative pour tous les confinements de 25 à 800 kPa (R2= 0.95, 0.99, 0.99, 0.99, 0.99, 0.90 pour respectivement σ'_c= 25, 50, 100, 200, 400 et 800 kPa). La figure 11 montre l'évolution de la pente α en fonction de la contrainte de confinement (σ'_c), on constate que cette suit une évolution linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

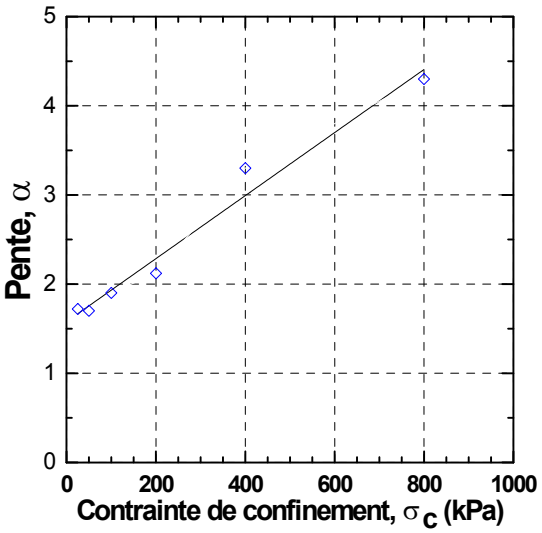


Figure 11 : Evolution de la pente α en fonction de la contrainte de confinement

Conclusion :

Cet article a comporté en une étude expérimentale en laboratoire sur l'influence de la densité relative et de la contrainte de confinement initiale sur la réponse non drainée du sol de Chlef.

- Les résultats montrent que la densité relative initiale (Dr) affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement non drainée.

- L'augmentation de la densité relative induit une diminution la pression interstitielle suite à la dilatance du sol par augmentation du volume.

- Le déviateur de contrainte mobilisé augmente d'une manière considérable avec l'augmentation du confinement initial.

- La variation de pression interstitielle suit une croissance quasi linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

- L'évolution de la pente de croissance du déviateur de contrainte suit une évolution quasi linéaire en fonction du confinement.

Références :

[1] Amini, F. and Qi, G. Z., Liquefaction Testing of Layered Silty Sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 3, (2000)208-217.

[2] Bouferra R., Shahrour I., Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. Ground Improvement 8, No 1,(2004) 1-5.

[3] Darvill et Méneroud, Phénomenes géomorphiques induits par le séisme d'El-Asnam, Algérie: Bul.Liaison labo.P.et Ch., N°120, Juillet-Août, (1982)13-23.

[4] Finn, W.L., Ledbetter, RH. And Wu, G., 1994. Liquefaction on silty soils : Design and analysis. Ground failures under seismic condition, Geotechnical special publication N° 44, ASCE, pp. 51-76.

[5] Kenny, T.C. , Residuel strength of mineral mixtures. Proc.9th Int.Conf. Soil Mech., Tokyo, Vol. 1, (1997)155-160.

[[6] Mckenzie D., Actives tectonics of the Mediterranean region, Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society 30, N°2, (1972)109-185

[7] Mitchell, J. K., Fundamental of soil behaviour. 2nd ed. John Wiley Interscience: New York (1993).

[8] Papastamadiou, D., El-Asnam Algéria Earthquake of October: Field Evidence of Ground Motion in the Epicentral Region Geognosis Ltd. (1980).

[9] Rothé J.P., Le Tremblement de Terre d'Orléansville et la Seismicité de l'Algérie, la Nature N° 3237, (1955)1-9.

[10] Shen, C.K., Vrymoed, J.L., and Uyeno, C.K., The effects of fines on liquefaction of sands. proceedings of the 9th International Conference on Soil Mech. .and Foundation Eng., Tokyo, Vol. 2, (1997)381-385.

[11] Thevanayagam, S., Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. J. Geotech. Geoenviron. Enf Div., ASCE , 124, N° 6, (1998)479-491.

[12] Troncosco, J.H., and Verdugo, R., Silt content and dynamic behaviour of tailing sands. Proceeding 12th international conference on soil mech. and foun. Eng, San Francisco, USA, 5m 5,(1985)1311-1314.

[13] 16Vaid, V.P., Liquefaction of silty soils. Ground Failure Under Seismic Condition, Geotechnical, special publication N°44.ASCE, (1994)1-16.

INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT DE LA SUPERSTRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT AU SEISME DES BATIMENTS ISOLES A LEUR BASE

OUAZIR K.[1], OUAZIR A.[2], BENANANE A.[2]
1 : Université Mohamed Boudiaf d'oran (USTO), abderouazir@gmail.com
2 : Université Abdel-Hamid Ibn-Badis de Mostaghanem

Thème N°6 : Conception moderne des structures et d'infrastructures en zone sismique

Résumé
Parallèlement à l'approche classique et globale de la conception parasismique, on assiste aujourd'hui à un développement grandissant des techniques des appuis parasismiques. De quoi s'agit-il ? Il s'agit de découpler la structure du sous-sol. Ainsi, le transfert de l'énergie sismique à la structure est très limité, seuls les appuis sont sollicités par des déformations importantes. Alors, qu'en est-il de l'application des principes de la conception parasismique conventionnelle pour les structures isolées, notamment en matière de reprise des forces latérales ? Les systèmes structuraux rigides sont-ils encore nécessaires ? Le but de cette étude est d'appréhender l'influence de la rigidité du système structural sur la réponse sismique des structures isolées de la base. A cet égard, il est apparu que la rigidité du système structural affecte indéniablement la réponse sismique des bâtiments de grande hauteur isolés de leur base.

Mots clés
Excentricité structurale, centre de rigidité, centre de torsion, centre de cisaillement, structure irrégulière.

1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre entraînent de grosses pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des infrastructures de production et peuvent affecter l'activité économique de plusieurs régions, au point de les paralyser. Les dégâts constatés lors du séisme du 21 mai 2003 qui a frappé les wilayas de Boumerdès et d'Alger ont conduit les responsables algériens à se mobiliser davantage, n'hésitant pas à recourir aux technologies de pointe en matière de construction parasismique. A cet égard, l'utilisation des premiers isolateurs parasismiques en Algérie – et en Afrique –, dont les avantages ne sont plus à démontrer, a vu le jour dans la construction du siège de l'organisme du Contrôle Technique de la Construction CTC d'Aïn Defla.
Ainsi, parallèlement à l'approche classique et globale de la conception parasismique, on assiste aujourd'hui à un développement grandissant des techniques, récentes, des appuis parasismiques. De quoi s'agit-il ?

Il s'agit en l'installation d'isolateurs sous chaque point porteur de la structure. Bien qu'il existe plusieurs systèmes d'isolation, appelés encore appuis parasismiques, sur le marché, le principe est le même. Il s'agit de découpler la structure du sous-sol. Ainsi, le transfert de l'énergie sismique à la structure est très limité, seuls les appuis sont sollicités par des déformations importantes. Alors, qu'en est-il de l'application des principes de la conception parasismique conventionnelle pour les structures isolées, notamment en matière de reprise des forces latérales ? Les systèmes structuraux rigides sont-ils encore nécessaires ?

De nombreux chercheurs ont étudié les comportements dynamiques des structures isolées de la base. De telles études ont été consacrées principalement à l'analyse analytique de l'isolement en bas et aux dispositifs d'atténuation visqueux et visco-élastiques, bien que des amortisseurs de frottement et d'autres dispositifs soient également considérés [1]. Par ailleurs, quelques articles ont été consacrés à l'analyse de l'influence de la superstructure sur la réponse sismique des bâtiments, en utilisant différents dispositifs d'isolation parasismique. Ainsi, l'efficacité de l'isolation parasismique a été étudiée pour les bâtiments flexibles de grande hauteur [2]. De même des approches simplificatrices ont été proposées pour l'analyse de bâtiments isolés à leur base et dont la superstructure est rigide se comportant comme un seul bloc [3].

Le but de cette étude est d'appréhender l'influence de la rigidité du système structural sur la réponse sismique des structures isolées de la base. Et ce, à partir d'une étude comparative de plusieurs structures isolées portant sur la variation de plusieurs paramètres : système structural et le nombre d'étages.

Dans cette optique, et dans un premier temps nous allons rappeler le fondement, les principes de l'isolation sismique. Ensuite, nous présenterons la méthodologie et les différents paramètres qui gouvernent le dimensionnement des appuis parasismiques. Enfin, à partir des études de cas, une simulation numérique est effectuée en faisant varier chaque paramètre qui influence le comportement sismique des structures isolées. Ainsi, trois bâtiments de différentes hauteurs, dix, quinze et vingt niveaux ont été retenus. Par ailleurs, ces

derniers ont été étudiés avec deux systèmes structuraux chacun : portiques autostables et portiques contreventés par des voiles. De par le comportement non linéaire des appuis parasismiques (relation force / déformation), la méthode de calcul utilisée est l'analyse non-linéaire temporelle après l'évaluation de leur loi de comportement au moyen d'essais. Pour ce faire, nous avons utilisé le code de calcul « ETABS » qui dispose d'une bibliothèque des systèmes d'isolation et des dispositifs d'amortissement. Ceci étant dit, il convient de rappeler que le calcul de la superstructure se fait par un modèle élastique linéaire. S'agissant de l'excitation sismique, nous avons opté pour un accélérogramme artificiel, ayant ainsi un contenu fréquentiel assez large.

2. CARACTERISTIQUES DES STRUCTURE ETUDIEES ET DES APPUIS PARASISMIQUES

2.1. Description des systèmes structuraux et des charges latérales

Deux systèmes structuraux de base ont servi à l'analyse paramétrique :
Le premier système est une structure autostable. Le deuxième système est identique au premier mais contreventée avec des voiles, d'épaisseur de vingt (20) centimètres, comme le montre la figure 1 ci-dessous. Les bâtiments étudiés sont à usage d'habitation à plusieurs étages : pour les deux systèmes structuraux retenus, trois hauteurs de bâtiment ont été retenus : dix (10) niveaux, quinze (15) niveaux et vingt (20) niveaux.

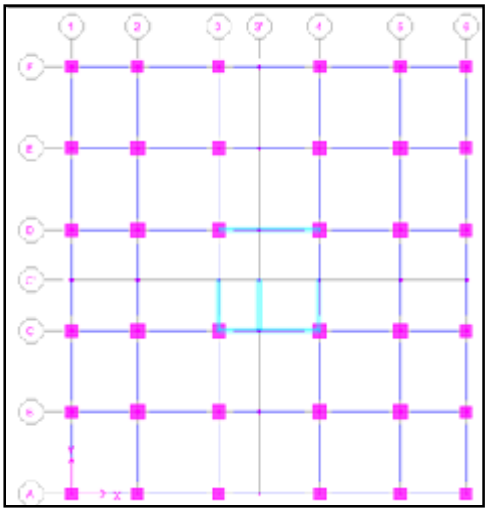


Figure 1. Caractéristiques géométriques de la structure contreventée étudiée

L'effort sismique sollicitant la structure est caractérisé par un accélérogramme artificie1, dans les deux directions principales du bâtiment (Figures 2 et 3). L'intérêt d'utilisation de ce genre d'accélérogramme réside dans le riche contenu fréquentiel et la durée importante de la phase violente des secousses. En effet, le choix peut avoir des conséquences importantes sur la réponse des systèmes non-linéaires et il n'existe pas encore de norme définissant la façon de modéliser ou de choisir des accélérogramme pertinents pour un site donné.

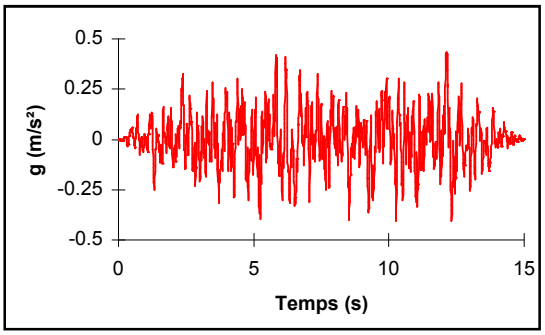


Figure 2. Accélérogramme artificiel

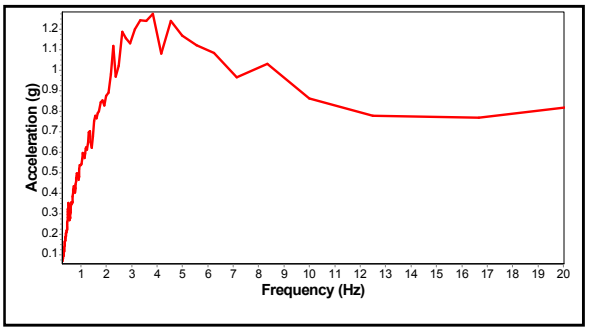


Figure 3. Contenu fréquentiel de l'accélérogramme artificiel

[1] C'est une série temporelle construite mathématiquement afin de reproduire du mieux possible les caractéristiques des séismes naturels.

2.2 Dimensionnement du système d'isolation parasismique

Le système d'isolation utilisé dans l'étude paramétrique comporte des appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb LRB (figure 4). Les différents dimensionnements effectués sont résumés dans les tableaux 1à 6 ci-dessous.

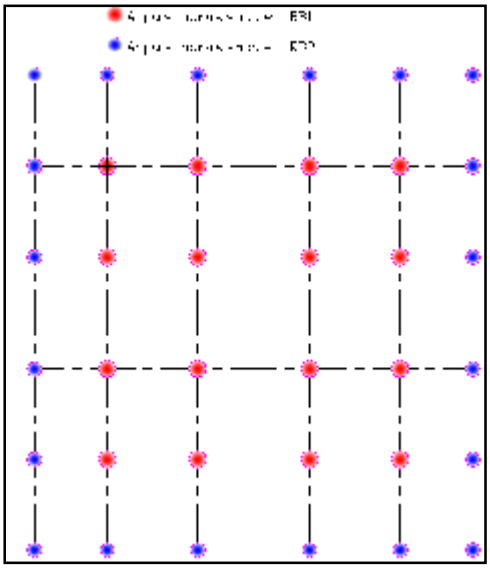


Figure 4. Types des appuis parasismiques de la structure isolée

Le modèle élasto-plastique, également appelé modèle bi-linéaire, utilisé dans le logiciel ETABS est définie par les paramètres résumés dans les tableaux ci-dessous. Et ce, pour les six cas de figure étudiés, à savoir :

Cas 1: Structure autostable de 10 étages

Tableau 1. Paramètres des appuis parasismiques de la structure autostable de 10 niveaux

Appui central LRB1 (Φ700 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1560.40
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	13154
			Force élastique (limite)	kN	50.63
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
Appui de rive LRB2 (Φ700 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	799.49
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	6739.7
			Force élastique (limite)	kN	25.941
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

Cas 2: Structure autostable de 15 étages

Tableau 2. Paramètres des appuis parasismiques de la structure autostable de 15 niveaux

Appui central LRB1 (Φ850 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	2476.30
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	20875
			Force élastique (limite)	kN	80.348
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
Appui de rive LRB2 (Φ700 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1330.6
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	11217
			Force élastique (limite)	kN	43.173
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

Cas 3 : Structure autostable de 20 étages

Tableau 3. *Paramètres des appuis parasismiques de la structure autostable de 20 niveaux*

Appui central LRB1 (Φ900 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	3240.1
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	27314
			Force élastique (limite)	kN	105.13
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
Appui de rive LRB2 (Φ800 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1827.6
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	15407
			Force élastique (limite)	kN	59.302
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

Cas 4: Structure contreventée par des voiles de 10 étages

Tableau 4. Paramètres des appuis parasismiques de la structure contreventée de 10 niveaux

Appui central LRB1 (Φ800 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1774.3
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	14704
			Force élastique (limite)	kN	56.598
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
	Direction	**Propriétés linéaires**	Rigidité effective	kN/m	476213.5

Appui de rive LRB2 (Φ700 mm, H=500 mm)	**Verticale (Uz)**	**(élastiques)**	Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	855.45
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	7211.4
			Force élastique (limite)	kN	27.756
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

Cas 5. Structure contreventée par des voiles de 15 étages

Tableau 5. Paramètres *des appuis parasismiques de la structure contreventée de 15 niveaux*

Appui central LRB1 (Φ1000 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	4409.10
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	37169
			Force élastique (limite)	kN	143.06
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
Appui de rive LRB2 (Φ700 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1338.5
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	11283
			Force élastique (limite)	kN	43.43
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

Cas 6. Structure contreventée par des voiles de 20 étages

Tableau 6. Paramètres des appuis parasismiques de la structure contreventée de 20 niveaux

Appui central LRB1 (Φ1000 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	4532.4
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	38532
			Force élastique (limite)	kN	150.63
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10
Appui de rive LRB2 (Φ800 mm, H=500 mm)	**Direction Verticale (Uz)**	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	476213.5
			Amortissement effectif	%	10
	Directions horizontales (Ux et Uy)	**Propriétés linéaires (élastiques)**	Rigidité effective	kN/m	1805.6
			Amortissement effectif	%	10
		Propriétés non-linéaires (post-élastiques)	Rigidité élastique horizontale	kN/m	15221
			Force élastique (limite)	kN	58.587
			Portion de la rigidité après la plastification	%	10

3. EFFICACITE DU SYSTEME D'ISOLATION SUR LES DEUX SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT ETUDIES

Les résultats de la variation du facteur d'efficacité du système d'isolation sont résumés dans les deux tableaux suivants 7 et 8 ci-dessous. On peut constater que la réduction de l'effort tranchant et de l'accélération est plus importante pour les structures à dix (10) niveaux. En revanche, la comparaison des deux systèmes de contreventement, à partir des deux tableaux ci-dessous, fait apparaître que pour les structures de 15 et 20 étages, la réduction est plus élevée pour le système rigide (avec des voiles) que celui flexible (système autostable).

Tableau 7. Réduction des paramètres caractérisant les réponses dynamiques de la structure contreventée isolée par rapport à celle encastrée

Excitation sismique	Facteur d'efficacité FE pour une structure avec un contreventement rigide (voiles) isolée de la base et encastrée					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	Effort tranchant	Accélération	Effort tranchant	Accélération	Effort tranchant	Accélération
Accélérogramme artificiel suivant x	73.7%	57.90%	50.48%	52.48%	67.90%	51.12%
Accélérogramme artificiel suivant y	69.4%	60.22%	97.82%	59.66%	61.70	49.00%

Tableau 8. Réduction des paramètres caractérisant les réponses dynamiques de la structure autostable isolée par rapport à celle encastrée

Excitation sismique	Facteur d'efficacité FE pour une structure autostable isolée de la base et encastrée					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	Effort tranchant	Accélération	Effort tranchant	Accélération	Effort tranchant	Accélération
Accélérogramme artificiel suivant x	73.0%	53.30%	68.7%	45.3%	63%	45.1%
Accélérogramme artificiel suivant y	70.80%	53.6%	74.65%	42.8%	58.5%	32.27%

4. EFFET DE LA RIGIDITE DE LA SUPERSTRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT DES STRUCTURES ISOLEES

4.1. Sur l'effort tranchant

Les résultats résumés dans le tableau 9 ci-dessous font apparaître la variation de l'effort tranchant maximum au niveau d'un étage pour différentes structures isolées, avec deux systèmes de reprise des forces sismiques (autostable et avec voiles) et pour différents niveaux (10, 15 et 20 étages). Il a été observé que l'effort tranchant augmente de façon significative dans le cas de structures contreventées avec des voiles, par rapport à celles autostables. Cette augmentation est d'autant plus importante (dépassant les 60%) dans les cas de structures de quinze et vingt étages.

Tableau 9. Effort tranchant maximum des structures isolées

Excitation sismique	**Effort tranchant maximum au niveau de l'étage (kN)**					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)	autostabe	Contreventée (voiles)
Accélérogramme artificiel suivant x	7708.01	9767.29	10953.54	20466.26	11240.17	18056.34
Accélérogramme artificiel suivant y	7701.18	9434.59	9675.01	19083.14	11674.22	15799.02

4.2. Sur l'accelération

Les accélérations maximales notées aux niveaux des planchers terrasses montrent que la variation de celles-ci est insignifiante pour les structures autostables ainsi que celles contreventées par des voiles, comme en témoigne le tableau 10 ci-dessous.

Tableau 10. Accélération maximale des structures isolées

Excitation sismique	**Accélération maximale (m/s²)**					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)
Accélérogramme artificiel suivant x	4.933	5.458	5.228	5.808	5.45	5.991
Accélérogramme artificiel suivant y			5.326	6.044		

4.3. Sur le déplacement de la base

S'agissant de la comparaison du déplacement à la base des structures isolées analysées, on constate, d'après les résultats présentés dans le tableau 11 , une augmentation en moyenne de 10% pour les structures de dix niveaux contreventées par des voiles. Cette augmentation a atteint les 30% pour le même système de contreventement pour les structures de 20 étages.

Tableau 11. Déplacement maximum de la base des structures isolées

Excitation sismique	**Déplacement maximum de la base (mm)**					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)
Accélérogramme artificiel suivant x	202.7	226.4	176.7	197.1	119.7	157.5
Accélérogramme artificiel suivant y	202.2	213.5	175.4	181.7	119.0	127.8

4.4. Sur la déformation inter-étages

L'analyse des résultats des déformations inter-étages des structures, résumés dans le tableau 12 ci-dessous, montre une réduction significative, dépassant les 50%, pour les structures contreventées par des voiles, c'est-à-dire rigides, par rapport aux structures autostables, c'est-à-dire flexibles.
Selon les règles parasismiques algériennes (art.4.43), le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R\, \delta ek \qquad (1)$$

δek : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)
R : coefficient de comportement, en l'occurrence égale à 1 (car la superstructure reste dans le domaine élastique).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k\text{-}1 \qquad (2)$$

Le ratio du déplacement relatif est :

$$\Delta k / Lk, \qquad (3)$$

Lk : Hauteur de l'étage

Tableau 12. Déplacement relatif (inter-étages) maximum des structures isolées

2222222 **Excitation sismique**	**Déplacement relatif maximum (%)**					
	Structure (10 niveaux)		**Structure (15 niveaux)**		**Structure (20 niveaux)**	
	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)	autostable	Contreventée (voiles)
Accélérogramme artificiel suivant x	0.424	0.240	0.507	0.443	0.667	0.421
Accélérogramme artificiel suivant y	0.421	0.334	0.562	0.360	0.642	0.435

V. CONCLUSION

Arrivé à terme de cette étude, nous avons pu avoir des éléments de réponse à notre problématique à savoir l'influence du système structural sur le comportement sismique des structures isolées. Les principales conclusions peuvent être résumées par les points suivants :

- La rigidité du système structural affecte indéniablement la réponse sismique des bâtiments de grande hauteur (ceux de vingt niveaux en l'occurrence) isolés de leur base.
- Une réduction significative de la réponse sismique des structures isolées rigides, c'est-à-dire contreventées par des voiles par rapport à celles autostables, a été observée. Ainsi : dans le cas du système structural rigide (voiles), l'accélération maximale au niveau des étages et la déformation inter-étages diminuent.
- L'effort tranchant maximum d'étage et le déplacement de la base, quant à eux, augmentent.
- Par conséquent, dans les situations où l'accélération d'étage et la déformation relative entre les étages occupent une place primordiale, l'influence constatée de la rigidité du système structural est la bienvenue.

Par ailleurs, la question posée dans cette étude n'est pas totalement épuisée. Car il existe d'autres paramètres pouvant changer la donne. Il serait intéressant de voir également l'influence du degré d'amortissement du système d'isolation et l'ajout de mécanisme complémentaire de dissipation d'énergie (amortisseur) qui dissipe l'énergie sismique et limite les forces transmises à la structure.

Enfin, vu le développement rapide de la technique des appuis parasismiques, une question s'impose en marge de cette étude : est ce que l'approche classique de la conception parasismique, qui repose sur la capacité de déformation ductile des structures, est amenée à disparaître. On peut répondre par la négation à cette question. Selon certains spécialistes [4], ladite approche continue à faire l'objet de développements techniques et concerne, sans doute pour longtemps encore, la grande majorité des constructions.

Bibliographie

[1] De Stefano M., Pintucchi B., A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002, Bulletin of Earthquake Engineering, May 2008, pp 285-308.
[2] Jeevan A. Kulkarni and R. S. Jangid , "Rigid body response of base-isolated structures", Journal of structural control , 9: 171-188,J. Struct. Control 2002.
[3] Sarvesh K.Jain & Shashi K.Thkkar, "Application of base isolation for flexible buildings", Paper n°1924, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August, 2004
[4] Davidovici, La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999.
[5] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for Buildings EN 1998-1, 2004.
[6] Wang, Yen-Po , " Fundamentals of Seismic Base Isolation" ,International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council , CRC Press LLC, 2003

INFLUENCE DE LA RIGIDITE DES DISSIPATEURS D'ENERGIE ADAS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UNE STRUCTURE DE PERIODE COURTE

RAIS Souâd[(1)], OUNIS Abdelhafid[(1)]
[(1)]DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE, UNIVERSITE DE BISKRA,
souadrais@yahoo.fr

Thème N°: 03

Résumé
Afin de limiter les pertes humaines et matérielles causées par un séisme, beaucoup de dispositifs ont été inventés, afin d'absorber une part de l'énergie entrée dans la structure par un séisme. Les dispositifs de dissipation d'énergie de type ADAS (Added Damping and Stiffness) peuvent dissiper par hystérésis un apport de l'énergie sismique entrée dans une structure. Ce travail, consiste à étudier l'influence de ces dispositifs sur le comportement dynamique des bâtiments de période courte, sous sollicitations sismiques présentant des caractéristiques dynamiques différentes, en analysant comment les paramètres importants tels que le pourcentage de rigidité latérale des dissipateurs et le coefficient sismique agissent en rapport avec la rigidité latérale du bâtiment. La réponse sismique est étudiée en termes de l'énergie absorbée et le déplacement inter-étage.

Mots-clés: *construction parasismique, dissipateur d'énergie, modélisation non linéaire, ADAS, champ proche, champ lointain.*

1. INTRODUCTION

Les séismes proviennent de la libération brutale et soudaine de l'énergie et les bâtiments qui reçoivent cette énergie (E_I), auront à la dissiper ou la distribuer de quelque façon. Pour atteindre cet objectif, plusieurs systèmes de contrôle de vibration ont été inventés ; système passif, système actif, système semi-actif et système hybride.
Il a été trouvé à partir des recherches effectuées, que le système de contrôle passif d'isolation à la base n'est pas d'une grande efficacité contre les séismes en champ proche puisque les déplacements des isolateurs à la base sont assez grands surtout pour les structures élancées. Par conséquent, pour couvrir cette limitation, on a recours aux systèmes de contrôle passif de dissipation d'énergie.
Les dissipateurs d'énergie représentent l'un des mécanismes les plus efficaces disponibles pour la dissipation de l'énergie entrée dans une structure pendant un séisme.
Les amortisseurs métalliques ADAS ont certains avantages: ils ne nécessitent pas une technologie complexe pour les fabriquer, ils peuvent facilement être intégrés dans les structures, et ils montrent un comportement stable sous l'effet du séisme ainsi que les facteurs de l'environnement (température, humidité, …) n'affectent pas leur performance. Ces amortisseurs sont habituellement montés dans un cadre d'un système de contreventement. Après le séisme, ils peuvent facilement être remplacés pour le renforcement de la structure pour les futurs séismes.
Tena Colunga A. (1997) [1] a présenté une autre méthode différente de celle du modèle mathématique pour déterminer la rigidité et les courbes force-déformation d'un dissipateur d'énergie ADAS en utilisant la méthode de flexibilité. De la Llera (2004)[2] a fait une étude expérimentale et paramétrique sur les amortisseurs supplémentaires de cuivre et a conclu que l'efficacité de ces dispositifs dépend des conditions du sol et de la flexibilité de la structure primaire, donc il a été conclu que ces amortisseurs sont une bonne alternative pour la réduction du déplacement inter-étage. Alehashem S.M.S. (2008) [3] a étudié le comportement et la performance des structures métalliques équipées d'un dissipateur métallique ADAS ou TADAS et les a comparés avec une

structure métallique de résistance conventionnelle au séisme. Abdollahzadeh G. (2011) [4] a illustré que les dispositifs de dissipation d'énergie augmentent d'une manière significative les composantes de la résistance de la structure par rapport aux forces dynamiques et qu'ils sont effectives pour la réduction de la réponse sismique des structures ainsi que pour l'absorption de l'énergie hystérétique. Plusieurs autres chercheurs ont travaillé sur les dissipateurs d'énergie ADAS ainsi qu'ils ont prouvé que l'incorporation de ces dispositifs dans une structure améliore d'une manière significative son comportement dynamique face à une excitation sismique.
Dans ce travail, on étudie l'influence de la rigidité des dissipateurs d'énergie sur le comportement dynamique d'un bâtiment de période courte pour différentes rigidités latérales des dissipateurs ; 25%, 50% et 75% respectivement.

2. DESCRIPTION DU SYSTEME DE DISSIPATION D'ENERGIE

Le dispositif choisi pour cette étude est un ADAS 75_10, ce qui signifie des plaques métalliques de hauteur $h = 150mm$, de largeur de base $b = 75mm$ et d'épaisseur $t = 10mm$ La limite d'élasticité des plaques d'acier utilisées pour l'ADAS est σ_y =2530 kg/cm², pour un acier-E36. [2]

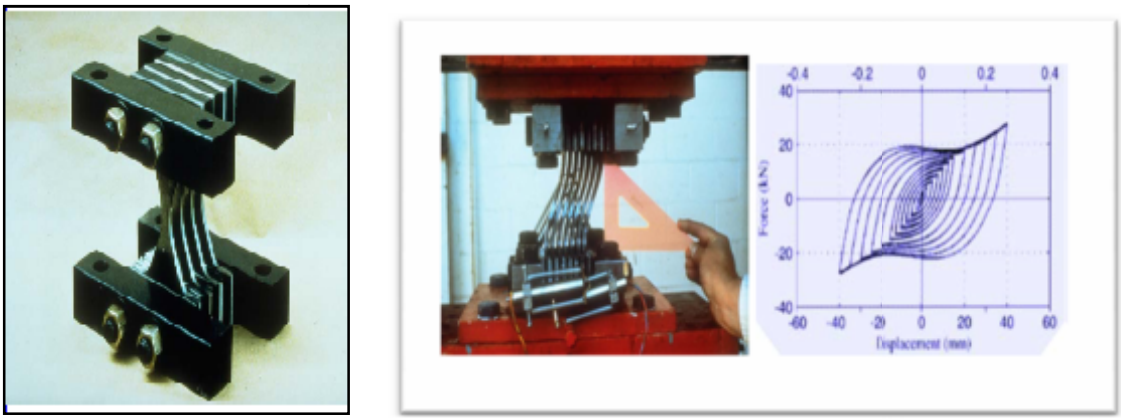


Figure 1. *Dispositif ADAS, sa déformation et sa boucle d'hystérésis [7]*

Les dissipateurs ADAS sont définis par les paramètres suivants :

- La rigidité élastique initiale: $$K_{ADAS} = n\left(\frac{2Ebt^3}{3h^3}\right) \quad (1)$$
- La force nominale de plastification: $$F_y = n\left(\frac{\sigma_y bt^2}{2h}\right) \quad (2)$$
- Le déplacement critique: $$\Delta_y = \left(\frac{3\sigma_y h^2}{4Et}\right) \quad (3)$$
- Le rapport de ductilité μ : $$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

Où n est le nombre de plaques qui composent le système ADAS, b est leur largeur, h leur hauteur et E le module d'élasticité de l'acier.

3. RIGIDITE EFFECTIVE DU DISSIPATEUR

Ce travail est basé sur le principe de linéarisation équivalente ; qui représente une des techniques d'approximation de l'analyse des structures et qui consiste à remplacer le système réel non linéaire par un système linéaire équivalent.
Afin de simuler le comportement sismique des dispositifs ADAS, un comportement bilinéaire entre la force de cisaillement et le déplacement relatif est conclu. Ainsi, la force de cisaillement dans le dispositif ADAS est donnée par :

$$F_u = K_{eff} \cdot \Delta_u \tag{5}$$

La rigidité effective d'un système de dissipation est directement liée à la déformation maximale atteinte, (figure 2).

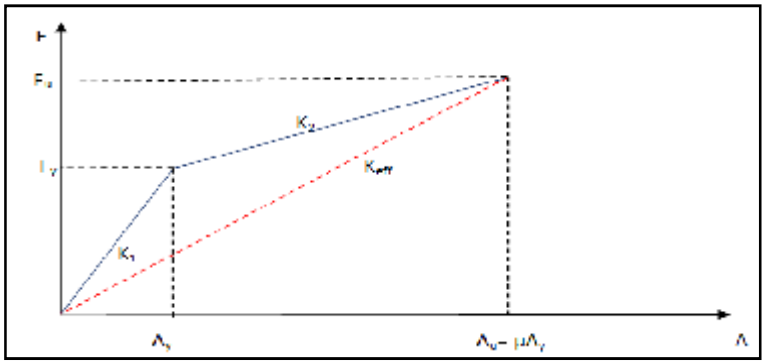


Figure 2. *Courbe effort-déformation d'un système avec comportement bilinéaire*

Selon la figure précédente, la rigidité effective du dissipateur est calculée comme suit

$$K_{eff} = \frac{K_1 + K_2(\mu - 1)}{\mu} \tag{6}$$

Où K_1 est la rigidité élastique du dissipateur, K_2 la pente post-élastique, et μ étant la ductilité du dissipateur. [4]
Dans cette recherche, l'outil utilisé pour l'analyse des bâtiments a été le logiciel de simulation ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) dans sa version (9.6).

4. MODELE ANALYTIQE

La structure utilisée dans cette étude est un bâtiment métallique à quatre niveaux de forme rectangulaire en plan. La hauteur d'étage est de 3 m. Les portiques sont constitués de poutres et de solives IPE 330, de poteaux HE240A. Le contreventement est assuré par des diagonales de type chevron UPN160. Des planchers mixtes à dalle collaborant constitué d'une dalle de 16,5 cm d'épaisseur du béton armé reposant sur bac d'acier et posé sur les poutrelles,
Dans la direction d'analyse (X), les dissipateurs d'énergie sont placés au niveau des portiques de rive ; dans la travée centrale, montés sur des contreventements de type chevron. Les dissipateurs sont placés dans un seul sens (X),

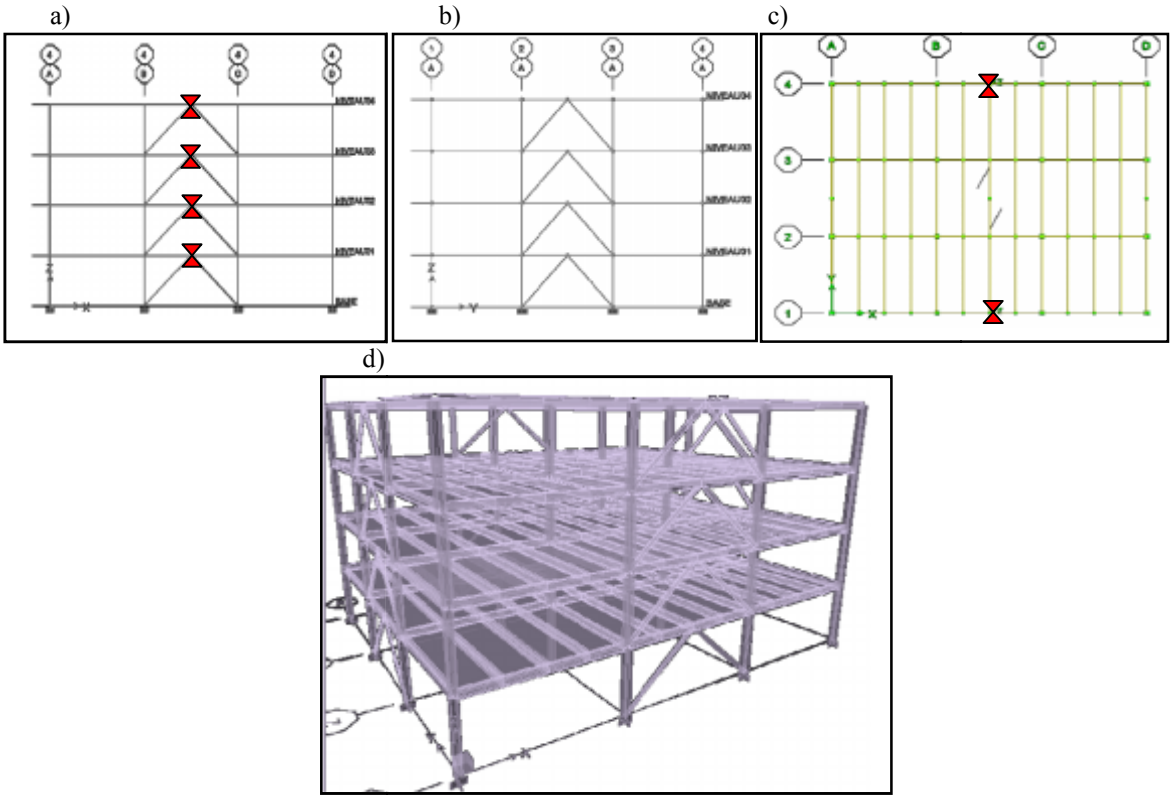


Figure 3. *La structure étudiée : a) vue en élévation dans la direction X, b) vue en élévation dans la direction Y, c) vue en plan avec l'emplacement des dissipateurs (PZ), d) vue en 3D*

5. LES ENREGISTREMENTS SISMIQUES D'ANALYSE

Une analyse de la réponse par accélérogrammes est faite et les enregistrements sismiques considérés dans cette étude sont:[8]

1- La composante d'El CENTRO du séisme d'IMPERIAL VALLEY (1979).
2- La composante de YERMO du séisme de LANDERS (1992).

Avec un PGA (Peak Ground Acceleration) de 0.436 g et 0.151 g respectivement. Les accélérogrammes de ces excitations sont représentés dans les figures 4 et 5 respectivement.

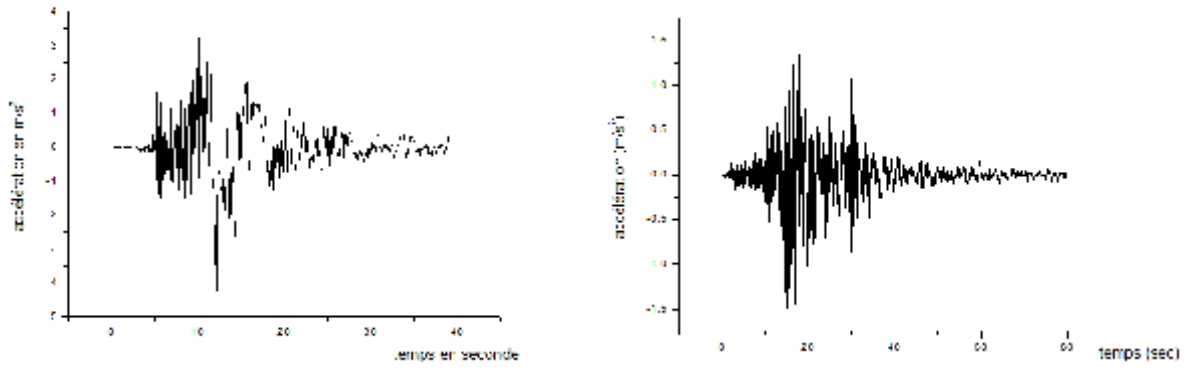


Figure 4. *Accélération du sol sous l'effet du séisme d'El Centro*

Figure 5. *Accélération du sol sous l'effet du séisme de LANDERS*

Ainsi qu'on étudie l'effet du coefficient sismique sur la réponse de la structure en le faisant varier pour des valeurs de $0{,}025C_s$, $0{,}050C_s$, $0{,}100C_s$, $0{,}150C_s$, $0{,}200C_s$ et C_s

Le pré dimensionnement des dissipateurs ADAS est fait en accord avec le règlement IBC2000 (International Building Code). [9]

La structure est divisée en deux paliers, les dissipateurs de chaque palier possèdent les mêmes caractéristiques.

Tableau 1. *Les paramètres des deux dissipateurs*

Les paramètres des dispositifs		Rigidité de l'ADAS (%)		
		25%	**50%**	**75%**
ADAS1	V_{adas}	31,6500544	63,3001088	94,9501631
	K_{eff}	1556,81527	3113,63053	4670,4458
	K_1	10736,657	21473,314	32209,971
	F_y	21,8276237	43,6552474	65,4828711
ADAS2	V_{adas}	21,7621952	43,5243904	65,2865856
	K_{eff}	1070,44738	2140,89476	3211,34214
	K_1	7382,39572	14764,7914	22147,1872
	F_y	15,0084105	30,016821	45,0252315

avec V_{adas} : L'effort tranchant du 1er niveau du palier (KN)
K_{eff} : La rigidité effective du dissipateur (KN.m)
K_1 : La rigidité élastique du dissipateur (KN.m)
F_y : La limite d'élasticité du dissipateur (KN)

6. RESULTATS ET DISCUSSIONS

La réponse sismique est étudiée en termes de l'énergie absorbée et du déplacement inter-étage.

6.1. Energies

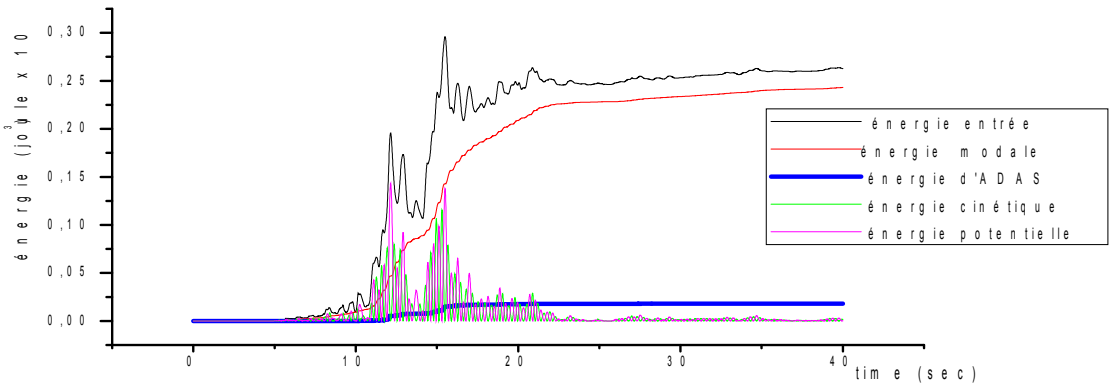
Généralement, il est connu que l'énergie d'entrée (E_I) disparaît dans un bâtiment de quatre manières, à savoir, l'énergie de déformation élastique (E_S), l'énergie du mouvement dite énergie cinétique (E_K), l'énergie d'amortissement modal de la structure (E_D) et l'énergie inélastique (E_H), appelé aussi le comportement non linéaire de l'énergie ou la ductilité. L'équation du bilan énergétique est: [5]

$$E_I = E_S + E_K + E_D + E_H \tag{7}$$

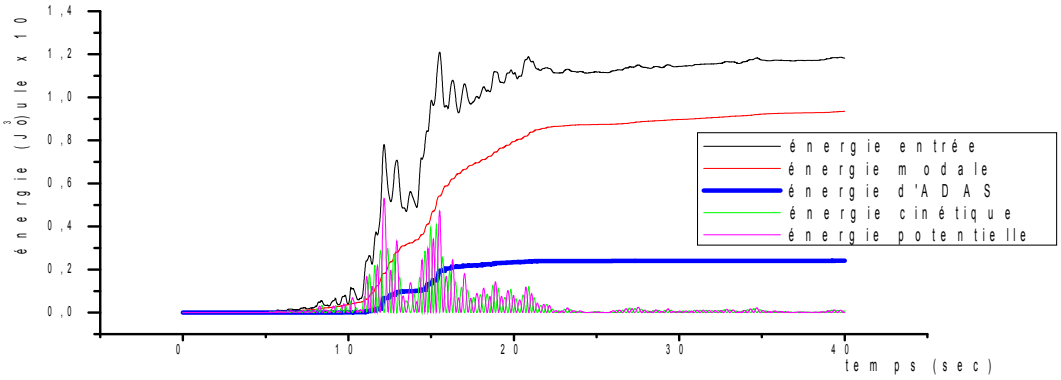
Le cas où les dispositifs utilisés sont de type ADAS comme élément de réduction de la réponse ($E_H = E_{\text{ADAS}}$) l'équation du bilan énergétique devient:

$$E_I = E_S + E_K + E_D + E_{ADAS} \tag{8}$$

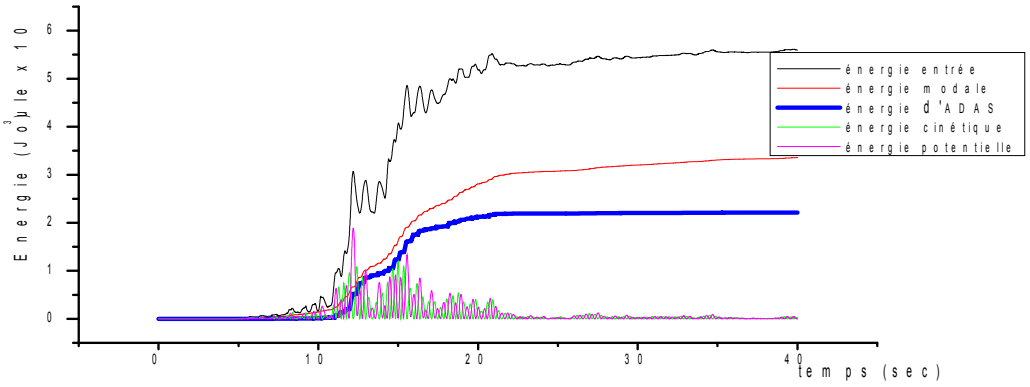
(a)


énergie (joule x 10^3)
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
0
10
20
30
40
time (sec)
énergie entrée
énergie modale
énergie d'ADAS
énergie cinétique
énergie potentielle

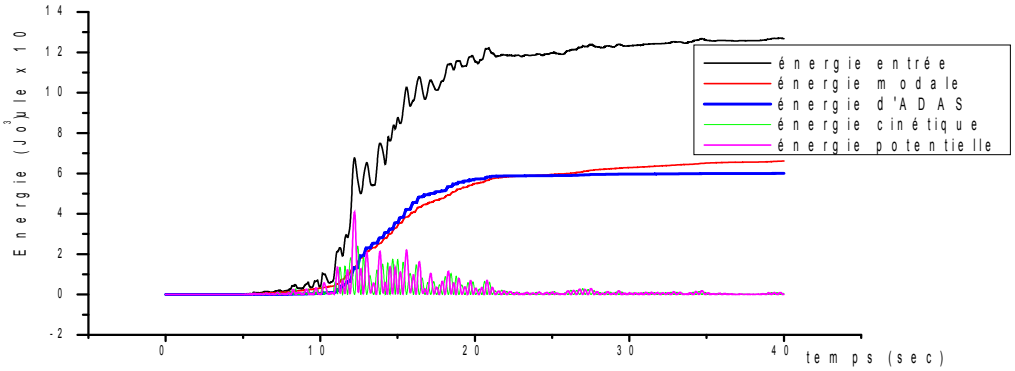
(b)


énergie (Joule x 10^3)
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,0
0
10
20
30
40
temps (sec)
énergie entrée
énergie modale
énergie d'ADAS
énergie cinétique
énergie potentielle

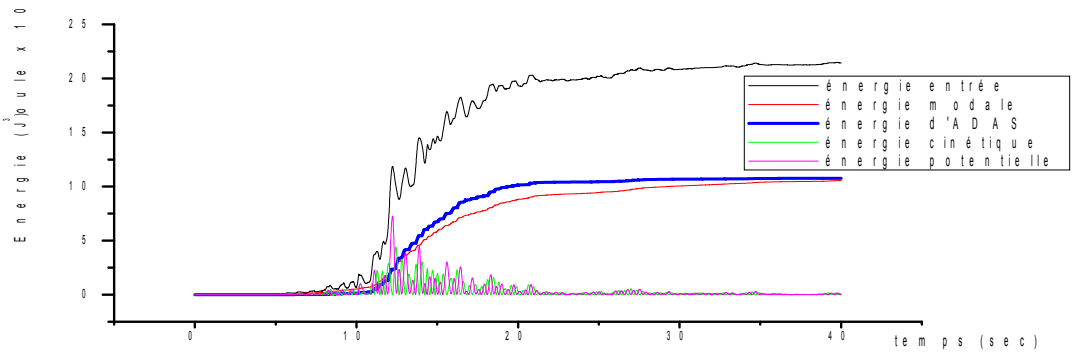
(c)


Energie (Joule x 10^3)
6
5
4
3
2
1
0
0
10
20
30
40
temps (sec)
énergie entrée
énergie modale
énergie d'ADAS
énergie cinétique
énergie potentielle

(d)



(e)



(f)

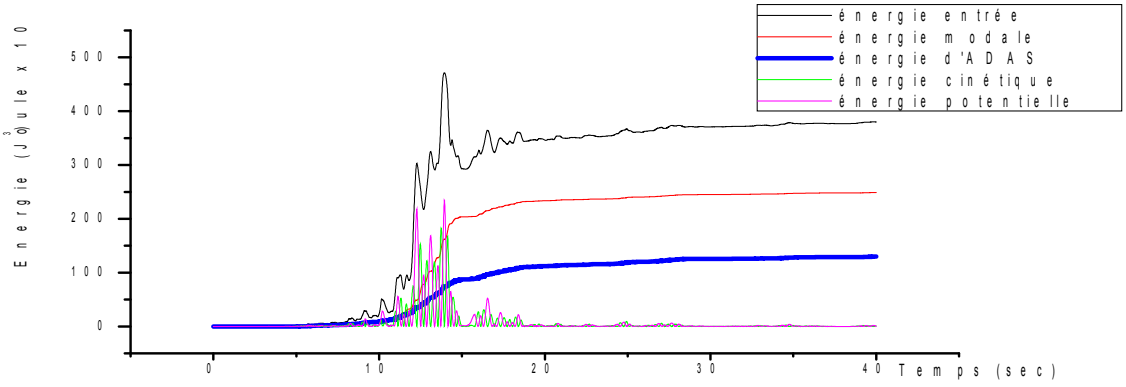


Figure 6. *Les énergies absorbées par la structure sous l'excitation sismique d'El Centro pour une rigidité*

$$K_{ADAS} = 25\% : a)0{,}025C_s _ b)0{,}05C_s _ c)0{,}100C_s _ d)0{,}150C_s _ e)0{,}200C_s _ f)C_s$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants ;

Tableau 2. *Résultats des énergies pour les différents coefficients sismiques sous l'excitation sismique d'El Centro pour les trois combinaisons de rigidité.*

	Coefficient sismique	Energie sismique entrée Joule x 10^3	Energie dissipée par				Total de l'énergie dissipée (%)	Energie restante (%)
			Amortissement modal		ADAS			
			Joule x 10^3	(%)	Joule x 10^3	(%)		
K_{ADAS}=25%	0.025Cs	0.04334	0.04282	99.07	0.0003633	0.84	99.91	0.09
	0.050Cs	0.1744	0.1686	96.67	0.005617	03.22	99.89	0.11
	0.100Cs	0.7182	0.6385	88.90	0.07903	11	99.90	0.10
	0.150Cs	01.678	01.344	80.1	0.3325	19.81	99.91	0.09
	0.200Cs	03.096	02.24	72.35	0.835	27.55	99.90	0.10
	Cs	90.32	44.25	49	46.01	50.94	99.94	0.06
K_{ADAS}=50%	0.025Cs	0.04431	0.04370	98.62	0.000267	0.60	99.22	0.78
	0.050Cs	0.1773	0.1718	96.90	0.004169	02.35	99.25	0.75
	0.100Cs	0.7100	0.6448	90.81	0.06063	08.54	99.35	0.65
	0.150Cs	01.602	01.328	82.89	0.2666	16.64	99.53	0.47
	0.200Cs	02.865	02.143	74.79	0.7133	24.89	99.68	0.32
	Cs	85.56	30.24	35.34	55.29	64.62	99.96	0.04
K_{ADAS}=75%	0.025Cs	0.02738	0.02593	94.70	0.0000832	0.30	95	05
	0.050Cs	0.1098	0.1031	93.90	0.001322	01.20	95.10	04.90
	0.100Cs	0.4441	0.4033	90.81	0.02061	04.64	95.45	04.55
	0.150Cs	01.017	0.8768	86.21	0.1003	09.86	96.07	03.93
	0.200Cs	01.855	01.493	80.48	0.3013	16.24	96.72	03.28
	Cs	77,71	24.36	31.34	53.32	68.61	99.95	0.05

Tableau 3. *Résultats des énergies pour les différents coefficients sismiques sous l'excitation sismique de Landers pour les trois combinaisons de rigidité.*

	Coefficient sismique	Energie Sismique entrée Joule x 10^3	Energie dissipée par				Total de l'énergie dissipée (%)	L'énergie restante (%)
			l'amortissement modal		l'ADAS			
			Joule x 10^3	(%)	Joule x 10^3	(%)		
K_{ADAS}=25%	0,025Cs	0,04334	0,04282	99,07	0,0003633	0,84	99,91	0,09
	0,050Cs	0,1744	0,1686	96,67	0,005617	3,22	99,89	0,11
	0,100Cs	0,7182	0,6385	88,90	0,07903	11	99,90	0,10
	0,150Cs	1,678	1,344	80,1	0,3325	19,81	99,91	0,09
	0,200Cs	3,096	2,24	72,35	0,835	27,55	99,90	0,10
	Cs	90,32	44,25	49	46,01	50,94	99,94	0,06
AS= 50	0,025Cs	0,04431	0,04370	98,62	0,0002673	0,60	99,22	0,78
	0,050Cs	0,1773	0,1718	96,90	0,004169	2,35	99,25	0,75

	0,100Cs	0,7100	0,6448	90,81	0,06063	8,54	99,35	0,65
	0,150Cs	1,602	1,328	82,89	0,2666	16,64	99,53	0,47
	0,200Cs	2,865	2,143	74,79	0,7133	24,89	99,68	0,32
	Cs	85,56	30,24	35,34	55,29	64,62	99,96	0,04
K_{ADAS}=75%	0,025Cs	0,02738	0,02593	94,70	0,0000832	0,30	95	05
	0,050Cs	0,1098	0,1031	93,90	0,001322	1,20	95,10	04,90
	0,100Cs	0,4441	0,4033	90,81	0,02061	4,64	95,45	04,55
	0,150Cs	1,017	0,8768	86,21	0,1003	9,86	96,07	3,93
	0,200Cs	1,855	1,493	80,48	0,3013	16,24	96,72	3,28
	Cs	77,71	24,36	31,34	53,32	68,61	99,95	0,05

Une étude comparative entre les trois pourcentages de rigidité latérale des dissipateurs ADAS (25%, 50% puis 75%) par rapport à la rigidité latérale du bâtiment nous a permis de déduire que :

- L'énergie dissipée par l'ADAS devient de plus en plus élevée et l'amortissement modal diminue.
- L'énergie mécanique (l'ensemble des énergies "potentielle et cinétique") augmente.
- L'énergie sismique entrée reste presque invariable.

Une étude comparative entre les différents coefficients sismiques nous ont permis de déduire qu'en accord avec l'augmentation du coefficient sismique, on remarque :

- Une augmentation de l'énergie sismique entrée, de l'énergie d'amortissement modal et de l'énergie absorbée par le système de dissipation d'énergie.
- Une réduction de la différence entre l'énergie d'amortissement modal et celle absorbée par les dissipateurs d'énergie.

6.2. Déplacements inter-étages

Les résultats représentés dans la figure 7 montrent que généralement, les déplacements inter-étages augmentent avec l'augmentation du coefficient sismique

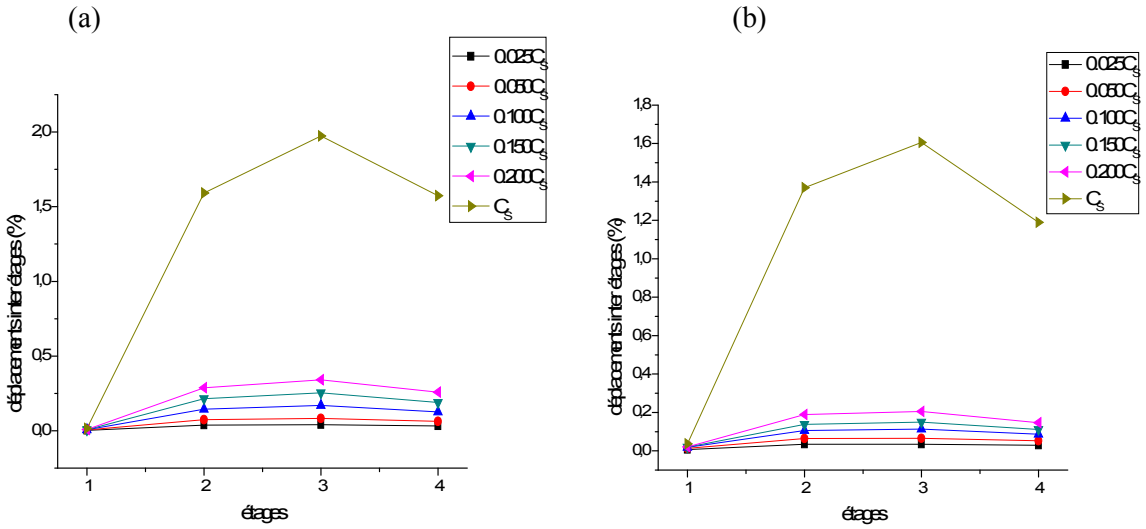


Figure 7. *Déplacements inter-étages sous l'excitation sismique d'El Centro*
$(a): K_{ADAS} = 25\%$ $(b): K_{ADAS} = 75\%$

L'étude comparative entre les différents coefficients sismiques nous a permis de déduire qu'en accord avec l'augmentation du coefficient sismique, on remarque une augmentation dans les déplacements inter-étages.

Le déplacement inter-étage dépasse la valeur unitaire pour des coefficients sismiques élevés, ce qui peut être expliqué par l'effet de la proximité de l'épicentre sur les plaques qui composent l'ADAS et qui ont une faible rigidité horizontale.

7. CONCLUSION GENERALE

Nous pouvons conclure que les systèmes de dissipation d'énergie sont efficaces pour ce type de bâtiments et que leur efficacité devient plus importante dans les structures qui possèdent des systèmes de dissipation d'énergie assez rigides et qui sont soumises à des excitations sismiques moyennes ou élevées.
Les dissipateurs d'énergie ADAS sont effectifs pour les structures qui sont construites dans des zones de faibles ou moyens coefficients sismiques (source lointaine) parce que leur rigidité horizontale est importante. Par contre, dans les zones qui ont des coefficients sismiques importants (source proche) où l'accélération verticale est grande, ces systèmes deviennent un choix à éviter parce que leur rigidité verticale est faible.

BIBLIOGRAPHIE

[1]: TENA Colunga A. (1997). Mathematical modelling of the ADAS energy dissipation device. *Engineering Structures, Vol. 19, No. 10. pp. 811-821, 1997(1997 Elsevier Science Ltd)*

[2]: De la Llera J. C., Esguerra C., Almazan J. L. (2004). Earthquake behavior of structures with copper energy dissipaters. *Earthquake Engng Struct. Dyn. 2004; 33:329–358 (DOI: 10.1002/eqe.354)*

[3]: Alehashem S.M.S. (2008). Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers (a Comparison with Conventional Structures). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China*

[4]: Abdollahzadeh G.R., Bayat M. (2010). The Influences of the Different PGA and Heigths of Structures on Steel Braced Frame Systems Equipped with ADAS dampers. *Department of Civil Engineering, Babol University of technology.*

[5]: Xia C., Hanson R. D. (1992). Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response. *Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 7, July, 1992. ASCE, ISSN 0733-9445/92/0007-1903. Paper No. 1762.*

[6] : Curadelli O. (2009). Estudio Paramétrico De Sistemas Con Amortiguamiento Histerético. *Mecánica Computacional Vol XXVIII, págs. 409-416 (artículo completo), Tandil, Argentina, 3-6 Noviembre 2009*

[7]: Aiken I. (2006). Energy Dissipation Devices. *8 NCEE Tutorial on State of the Art Technologies.*

[8]: Naeim F., and Kelly J. M. (1999). Design of seismic isolated structures from theory to practice. John Wiley & Sons; New York.

[9]: Farzad Naeim (2001). THE SEISMIC DESIGN HANDBOOK (Chapter 5; Linear Static Seismic Lateral Force Procedures)

5.C Conférences Plénières

LA GESTION DU RISQUE SISMIQUE DANS LA VILLE DE CHLEF –ALGERIE-

BOUTARAA Z (*) ET G. VERRHIEST LEBLANC (**)

(*)DOCTORANTE. LABORATOIRE DES SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT. UHBC. CHLEF. ALGERIE. zahra-boutaraa@hotmail.fr

(**)REFERENT SEISME, INSPECTRICE DE LA SURETE NUCLEAIRE. AUTORITE DE SURETE NUCLEAIRE. France. ghislaine.verrhiest@asn.fr

Thème n° 10 : Gestion des risques post-sismiques

Résumé

La gestion du risque sismique est une tâche difficile qui nécessite la mise au point de plusieurs actions conjointes et synchronisées, dont le but est de réduire ce risque et limiter les conséquences d'un séisme sur la zone en question.
En raison de sa sismicité historique, de la densité de sa population et de son poids socio-économique dans la région, la ville de Chlef, déjà frappée par plusieurs séismes majeurs durant le siècle passé, représente une zone où la problématique de la gestion du risque sismique nécessite d'être traitée et développée.
Ce travail constitue une contribution à l'analyse du mode de gestion du risque sismique actuellement adopté dans cette ville ainsi que dans tout le pays. L'analyse se fonde sur l'examen critique des outils de gestion mis en œuvre par les institutions publiques. Un plan d'action pour l'amélioration de cette stratégie territoriale, est proposé en fin de ce travail.

Mots-Clés : *Gestion du risque sismique, Crise sismique, Enjeux, Plan ORSEC, Chlef.*

1. INTRODUCTION

La gestion du risque sismique englobe tout outils et actions entrepris par les gouvernements, les collectivités locales, les acteurs de l'urbanisme et les scientifiques, pour réduire ce risque, limiter les conséquences d'un séisme et arriver à une gestion qui soit la plus adaptée aux circonstances d'une crise sismique dans le contexte local de la zone concernée.
Ces actions qui, doivent être menés suivant différents plans d'action, sont interdépendantes. Etant donné qu'il est impossible d'agir sur l'aléa sismique, ces efforts doivent se concentrer sur la réduction de la vulnérabilité des enjeux exposés au risque.
Partant d'une enquête menée sur terrain et à travers l'analyse critique du mode de gestion actuellement adopté par la collectivité locale de la ville de Chlef, nous proposons dans ce travail, une stratégie de gestion sous la forme d'actions prioritaires à entreprendre. L'objectif visé est de palier les principales carences constatées.

2. LA GESTION DE CRISE

La gestion rationnelle d'une crise sismique qui, s'intègre dans le processus de gestion du risque sismique, doit comporter trois principales phases. Classées dans un ordre chronologique, ces phases sont :

- Phase avant crise à long terme ;
- Phase après crise à court terme ; et
- Phase après crise à long terme.

Les actions à entreprendre avant crise sismique, sont des actions à long terme qui doivent être entreprises sur la longueur de l'année. Par contre, celles à entreprendre après la crise sismique, comportent des actions d'urgence, qui doivent être menées immédiatement après et durant la crise, et des actions à long terme, qui constituent un moyen de prévention du risque sismique.
La figure I schématise le processus général de la stratégie de gestion du risque sismique.

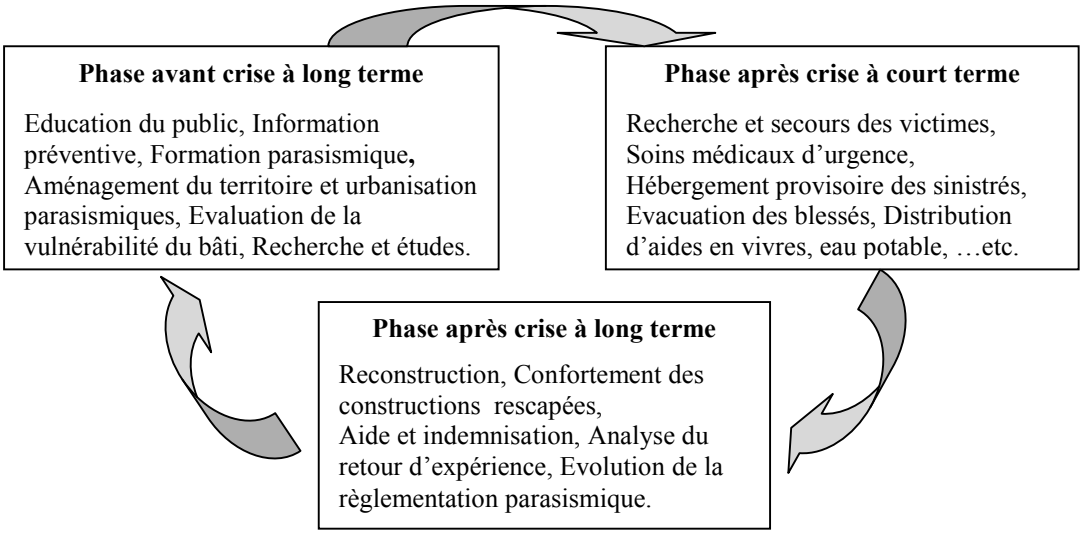


Figure I. *Schéma général de la stratégie de gestion du risque sismique [1]*

3. CRITERES DE CHOIX DE LA VILLE DE CHLEF

Le choix de la ville de Chlef pour cette étude, est fondé sur trois principaux critères :

- L'importance socio-économique de la ville par rapport à la wilaya de Chlef (enjeux socio-économiques) ;
- La forte densité de la population dans la ville (enjeux humain) ; et
- L'aléa sismique élevé dans la région. Rappelons ici que, Chlef est classée en zone III dans le zonage sismique du pays.

3.1. Présentation des enjeux dans la zone d'etude

La ville de Chlef, qui s'étend sur une superficie de 125 km^2, est caractérisée par d'importants enjeux exposés au risque sismique. Le tableau I résume les données relatives à ces enjeux.

Tableau I. *Principaux enjeux humains et socio-économiques dans la zone d'étude [1].*

Données/ Enjeux	Quantité/ Nombre
Population	220 000 habitants (> 85% en zone urbaine)
Etablissements éducatifs et CFPA	68 000 élèves : 69 primaires, 18 CEM, 8 lycées et 3 CFPA.
Enseignement supérieur	Pôle universitaire : 27 000 étudiants.
Activité industruielle	554 lots d'activité industriell.
Administration	Sièges des administrations locales et des différents secteurs d'activité socio-économiques publics et privés.
Habitat et urbanisme	Plus de 17 000 logements.
Lieux de culte	38 mosquées, 10 salles de prière et 44 écoles coraniques .
Etablissements médicaux	2 hopitaux (396 lits), 11 centres de santé, 1 polyclinique, 4 salles de soin, 5 cliniques privées et 400 professionnels.
Lieux de sport et de culture	3 stades, 5 salles de sport, 1 piscine, 11 maisons de jeunes, 1 centre culturel, 2 bibliothèques, 1 théatre, 1 musée, 2 cinéma.
Transport et réseau routier	1 aéroport international + 1 aérodrome militaire, V.F, gare ferovière, 2 RN, 11 O/A, 1 échangeur d'accés à l'autoroute.
Etablissements à caractère social	1 maison d'accueil des personnes agées, 3 centres pour enfants handicapés , 7 garderies publics pour enfants.
Réseaux	249 km de réseau AEP, Alimenttation en éléctricité à **100**% et à **60**% en gaz naturel .
Etablissement à caractère punitentiel	1 prison.
Médias	1 radio régionale et 1 maison de presse.
Service de sureté	Caserne militaire, police, gendarmerie.

3.2. Le retour d'experience du seisme du 10 octobre 1980

L'examen du retour d'expérience du séisme du 10 octobre 1980, nous permet de constater le manque d'expérience en matière de gestion de crise post-sismique chez les gestionnaires publics du risque, d'où il a été fait recours à l'aide internationale. La gestion de cette crise fut marquée par les éléments suivants :

3.2.1. Planification existante et mise en œuvre

Le séisme d'*El-Asnam* fut la première grande catastrophe naturelle à laquelle s'est trouvée confrontée l'Algérie indépendante. Aucune loi relative à la prévention des risques naturels et à la gestion du risque n'existait en Algérie avant 1985, date de promulgation du décret n° 85-231 relatif à l'organisation et à la gestion de crise, à partir de la mise en place du plan ORSEC.

3.2.2. Secours et maintien de l'ordre public

Le maintien de l'ordre, la sauvegarde des biens matériels publics et l'orientation des citoyens pris par la panique, furent assurés par l'APN (Armée Populaire Nationale), qui contribua avec le corps de la protection civile au secours des sinistrés et à l'évacuation des blessés.

3.2.3. Participation de la population dans la gestion de la crise

La population à travers le pays entier, a fait preuve d'une grande solidarité et s'est investie volontairement dans la collecte d'aides destinées aux sinistrés de ce séisme. Des bénévoles non formés, ont participé aux secours.

3.2.4. L'aide internationale

L'aide internationale revêtait un volet matériel et un autre scientifique, traduit par l'arrivée sur site d'experts internationaux dans le domaine du génie parasismique pour effectuer des missions post-sismiques.

3.2.5. L'Hébergement d'urgence

Des tentes de toile placées par l'APN dans les stades et espaces publics, qui se sont transformés en sites de recasement provisoires, ont servi pendant des mois à héberger les sinistrés et où, furent installées des salles de soin mobiles et des points fixes de distributions d'eau potable, de nourriture et de couvertures.

3.2.6. La Reconstruction provisoire

Quelques mois après le 10 octobre, un vaste programme de construction de 13 000 chalets fut lancé par l'état, dont la réalisation fut attribuée à des entreprises internationales. Cependant, la ville qui fut encore sous les décombres, ne pouvait accueillir ce programme. C'est ainsi, que de nouveaux quartiers limitrophes au centre-ville, furent crées. La reconstruction provisoire a pris près de 18 mois et le relogement fut progressif.

3.2.7. Confortement des constructions rescapées du séisme

Le recensement des constructions à restaurer fait par les services de contrôle technique de la construction (CTC), avait abouti à un programme de confortement des bâtiments publics dont les dommages n'avaient pas engendré la ruine ou la démolition. La restauration fut réalisée conformément aux recommandations techniques données par le premier règlement parasismique Algérien RPA 81 dont, la naissance se doit à ce séisme.

3.2.8. Aides et indemnisations post-séismiques

A partir de 1983, des aides financières étatiques ont été attribuées aux propriétaires des « Chalets » pour la réalisation de clôtures. Des indemnisations ont été octroyées aux commerçants ayant perdu leurs biens dans les locaux effondrés. Ce n'est que vingt-cinq ans plus tard, qu'une décision gouvernementale d'attribution d'aides pour le remplacement définitif des « chalets » par des constructions en béton armé, a été prise.

4. ANALYSE DU MODE ACTUEL DE GESTION DU R.S DANS LA VILLE DE CHLEF

La gestion du risque sismique se fait généralement en deux phases : une phase amont qui précède l'événement sismique et une phase dite post-sismique qui le succède.

4.1. Phase amont

La gestion du risque en cette phase, nécessite de déployer des efforts considérables visant la réduction de ce risque. Les outils utilisés par la collectivité locale de la ville de Chlef durant cette phase, sont les suivants :

4.1.1. L'éducation sismique

L'éducation préalable de la population sur la conduite à tenir en cas de séisme violent et la pratique d'exercices de simulation encadrés par des spécialistes, pourraient rendre les pertes en vies humaine moins importantes [2].
En Algérie, des cours sur le risque séismique ont été introduits dans le cursus scolaire depuis 2002.
La protection civile anime cette activité préventive distinée aux écoliers. Cependant, cet effort reste modeste devant le grand nombre d'écoles dans la ville. Des efforts considérables restent à déployer dans ce domaine par la collectivité locale qui, doit contribuer à cette activité en utilisant les moyens locaux (affiches et brochures publicitaires, compagnes de sensibilisation, émissions radiophoniques, compétitions culturelles,…etc.).

4.1.2. La Formation parasismique

Les étudiants suivant des disciplines en rapport avec l'art de construire, bénéficient dans le cadre de leurs cursus, d'une bonne formation parasismique. Les professionnels du métier intégrant la fonction publique, sont formés par leurs tutelles, par le biais de formations de mise à niveau avec la règlementation parasismique.
Les médecins et paramédicaux sont eux aussi, formés au secourisme lors des catastrophes naturelles. Cependant, la carence est constatée chez les entreprises. Excepté les grandes firmes publiques dotées de services de formation, aucune formation parasismique n'est destinée aux entreprises privées.

4.1.3. L'information préventive

L'information préventive destinée au grand public, est un outil efficace pour la sensibilisation de la population au risque sismique. A Chlef, cette information est diffusée au moment de l'acquisition d'un logement, de la demande d'un permis de construire ou de démolition et lors de la souscription d'un contrat d'assurance immobilier, sans pour autant, avoir le caractère obligatoire. L'unique moyen d'information efficace reste les médias et notamment la radio, qui demeure inemployée pour cette fin.

4.1.4. L'aménagement du territoire et l'urbanisation parasismique

En matière de prévention et de réduction du risque sismique, les actions menées par le secteur de l'habitat et de l'urbanisme concernent essentiellement les quatre axes suivants [3] :

4.1.4.1. Règlementation et normes de construction

L'application des règles parasismiques Algériennes est, depuis 1983, obligatoire pour tous les projets publics et les structures recevant du public. Néanmoins, une insuffisance réelle est constatée dans le segment relatif à l'auto- construction. D'autre part et contrairement à la législation et à la règlementation en vigueur, on constate sur le terrain des pratiques loin de toute conception parasismique mettant en péril les constructions et en danger leurs occupants.

4.1.4.2. L'aménagement du territoire

Nonobstant l'existence d'un nombre de Plans d'Occupation de Sol, qui, constituent l'un des instruments d'urbanisme, les infractions sont nombreuses à constater dans la ville de Chlef. Les constructions illicites, les actes d'urbanisation des terrains réservés à des espaces verts ou à des aires de jeux et les largeurs réduites des voies comparées aux spécifications du POS, sont des infractions souvent constatés sur le terrain.

4.1.4.3. Contrôle des actes d'urbanisme

Il est instauré par la loi un comité communal de contrôle des actes d'urbanisme. Une police d'urbanisme est, également chargée de lutter contre les constructions illicites, d'occupation illégale du sol ou de transformation d'immeuble à usage d'habitation ou commercial. Cependant, ces outils de contrôle restent insuffisants et le constat sur terrain reste à déplorer !

4.1.4.4. Les études

Des études sur la sismicité de la région de *Chlef* sont publiées. Néanmoins, on constate un manque des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti et des ouvrages d'art, de simulation de scénarios et de cartographie du risque sismique.

4.1.5. La surveillance instrumentale du territoire

Une station de surveillance des séismes régie par le CRAAG, dont le rôle est l'enregistrement des secousses sismiques et la constitution d'une banque de données, est implantée sur le territoire de la ville.

4.1.6. Autres outils de gestion du risque sismique

Il est constaté l'absence de recours à d'autres outils de gestion amont du risque sismique dans la ville de Chlef, tel que le renforcement de sols, qui s'avère dans certains cas, la meilleure solution à adopter.

4.2. Phase post-sismique

L'unique outil disponible en Algérie pour la gestion du risque sismique durant cette phase, est le plan ORSEC (plan d'ORganisation des SECours), composé de huit modules d'intervention.

4.2.1. Mission des modules du plan orsec au niveau « commune »

Les huit modules du plan ORSEC, leurs responsables et leurs missions sont les suivants [4] :
-Module « Secours et Sauvetage » : Placé sous l'autorité du responsable de la protection civile territorialement compétent, chargé des opérations de recherches, de secours et de sauvetage.
-Module « Sécurité et d'ordre public » : Placé sous l'autorité du Commandant de police/ de gendarmerie, chargé d'assurer la sécurité des personnes et des biens, maintenir l'ordre public, organiser la circulation, procéder aux opérations d'identification des victimes, et veiller à la récupération et à la sauvegarde des archives.
-Module « Soins médicaux, évacuation et hygiène » : Placé sous l'autorité de l'inspecteur de l'hygiène et de la salubrité de la commune, chargé d'assurer les opérations liées à la santé publique, le contrôle des produits alimentaires, l'hygiène du milieu collectif, et l'évacuation sanitaire.
-Module « Matériels et équipements» : Placé sous l'autorité du chef de parc communal, chargé de pourvoir le dispositif de secours en moyens divers et particuliers qui ne relèvent pas des attributions des autres modules.
-Module « Liaison et télécommunication » : Placé sous l'autorité du receveur des postes et des télécommunications, chargé de pourvoir le dispositif en moyens de liaison et de transmissions.
Module « Information » : Placé sous l'autorité du secrétaire général de la commune, chargé d'assurer l'information, la collecte, l'analyse et l'exploitation de l'information et élaborer les communiqués officiels.
-Module « Recasement provisoire » : Placé sous l'autorité d'un vice-président APC, chargé des affaires sociales. Sa mission est de procéder à la mise sous abri de la population sinistrée.
-Module « Transport » : Placé sous l'autorité d'un vice-président APC. Sa mission est de pourvoir le dispositif de secours en moyens de transport.
Les différents modules du plan ORSEC, sont représentés sur la figure II ci-dessous.

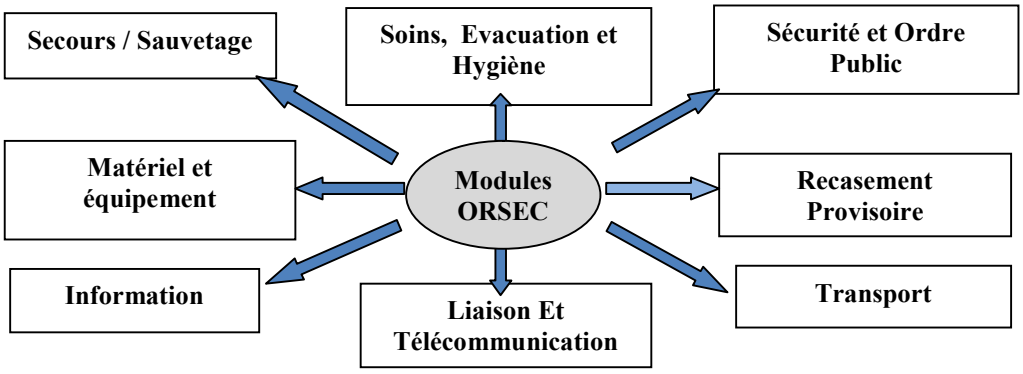


Figure II. *Modules d'intervention du plan ORSEC au niveau « COMMUNE » [4]*

4.2.2. Postes de commandement du plan ORSEC

Une fois le plan ORSEC déclenché par le wali, deux postes de commandement sont automatiquement créés :

- Le poste de commandement opérationnel, mis sous l'autorité du responsable de la protection civile.et
- Le poste de commandement fixe, mis sous l'autorité du PAPC au niveau communal,

Les figures III et IV ci-dessous, schématisent les différentes missions des postes de commandement opérationnel et fixe, successivement.

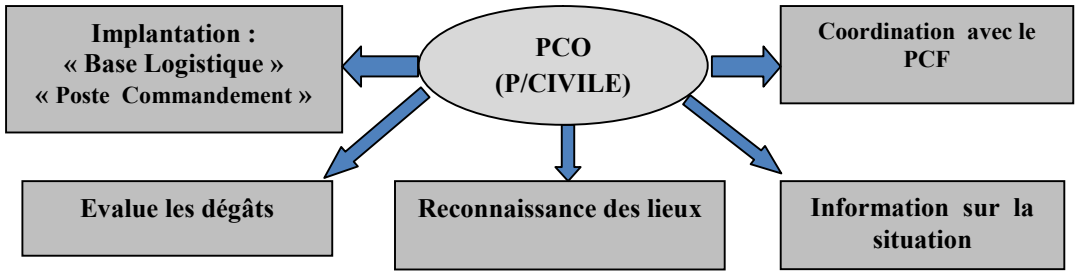


Figure III. *Missions du poste de commandement opérationnel au niveau « COMMUNE » [4]*

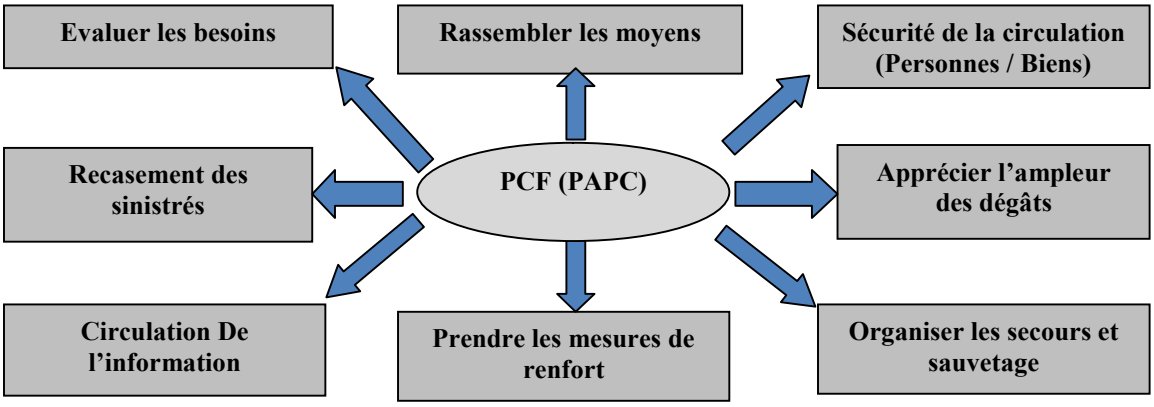


Figure IV. *Missions du poste de commandement fixe au niveau « COMMUNE » [4]*

4.2.3. Sites de recasement dans la ville de Chlef

Quatorze sites d'une superficie totale de 34 hectares sont recensés par les services de protection civile, et sont destinés au recasement provisoire de la population en cas de séisme. Ces sites sont des stades, des salles omnisport et des terrains vagues appartenant au domaine public et privé.

4.3. Remarques sur la mise en œuvre du plan ORSEC dans la ville de Chlef

La bonne gestion d'une crise post-sismique se doit, en grande partie, à une bonne mise en œuvre du plan ORSEC, elle-même tributaire d'une préparation préalables à long terme.
L'analyse de la stratégie de mise en œuvre de ce plan au niveau local, nous permet de tirer les remarques suivantes :

- Les responsables des modules chargés de la gestion de la crise post-sismique au niveau du poste de commandement fixe, manquent de formation dans ce domaine et ne pratiquent pas d'exercices de simulation ;
- Des simulations de situation de crise doivent être pratiquées par les fonctionnaires de l'état chargés du commandement du poste opérationnel (services de sureté, inspecteur des télécommunications, SG APC,…etc) ;
- Afin d'impliquer la société civile dans le processus de gestion de crise post-sismique, la protection civile devrait former des bénévoles dans le domaine du secourisme, pour les préparer à l'intervention au moment de crise.

5. FAIBLESSES DU MODE DE GESTION DU RISQUE SISMIQUE DANS LA VILLE DE CHLEF

Nous avons pu constater que le mode de gestion du risque sismique dans la ville de Chlef, se caractérise par l'adoption d'une stratégie utilisant :

- D'une part, des outils amonts qui, s'avèrent insuffisants vis-à-vis de la densité de la population à cerner et doivent donc, être renforcés, et
- Un outil aval (plan ORSEC), qui nécessite la pratique continue d'exercices de simulation, d'autre part.

A travers ce qui a été abordé, on peut ressortir avec un constat de la situation actuelle, mettant en relief les éléments de faiblesse et les aspects qui restent à développer. Ce constat est résumé dans le tableau II ci-dessous.

Tableau II. *Faiblesse du mode de gestion actuel du risque sismique dans la ville de Chlef*

Phase	Outils de gestion		Public visé	Organisme chargé	Observation
Amont	Evaluation de la vulnérabilité		/	-Services d'urbanisme, -Collectivités locales, - Scientifiques	A développer
	Simulation de scénarios		/	-Protection civile, -Services d'urbanisme, -Scientifiques.	A développer
	Education sismique		Elèves d'écoles, population	-Ministère de l'enseignement, -Protection civile	insuffisant
	Formation parasismique		Professionnels, Etudiants, Entrepreneurs, Bénévoles, société civile	-Tutelles, -Enseignement sup, -Services techniques -Protection civile	Bonne (étudiants / professionnels) insuffisant (autres tranches du public visé)
	Information préventive		Toute la population	-Protection civile, -Services techniques, -Médias	insuffisant
	Aménagement Du territoire	Règlementation et normes	Ingénieurs, concepteurs /maitres d'œuvre	-Ministère de HU -Ministère TP	Disponibles
		Contrôle de l'urbanisme	-Propriétaires, -Maitres ouvrage	-Services techniques, -Police de l'urbanisme	A renforcer
		Etude	/	-Organismes scientifiques, - BET appelés à la concurrence par : -Services techniques, -Collectivité locales,	A développer (Insuffisance/ Manque de coordination)
	Renforcement de sol		/	Services techniques	Non utilisé
Aval	Plan « ORSEC »		Population sinistrée	-collectivités locales	Nécessité de formation et d'exercices de simulation
	Plan de prévention de risque sismique « PPR »		Population sinistrée	-protection civile, -collectivités locales.	Néant

6. STRATEGIE PROPOSEE POUR L'AMELIORATION DU MODE DE GESTION ACTUEL

En synthétisant les éléments d'analyse étudiés dans cet article, on peut aboutir à la proposition d'une stratégie préventive de gestion du risque sismique dans la ville de Chlef, formée de seize actions d'amélioration se rapportant à différents volets.

Les dites actions et les services responsables de leur mise en œuvre, sont résumés dans le tableau III ci-dessous.

Tableau III. *Stratégie proposée pour l'amélioration du mode de gestion actuel*

Volet	Action	Organisme chargé de la mise en œuvre
Etudes / planification	1- Evaluation de la vulnérabilité sismique du bâti et des O/A.	-Collectivités locales, - Services techniques d'urbanisme, - Scientifiques.
	2- Anticiper la crise sismique (scenarii de risque).	-Protection civile, -Services d'urbanisme, -Scientifiques.
	3- Cartographier le risque en utilisant un système d'information géographique « SIG ».	-Agence nationale d'aménagement du territoire (ANAT), -Scientifiques.
	4- Préparation d'un PPR « risque sismique ».	- Protection civile, - Services d'urbanisme, - Scientifiques.
Information	5- Généraliser l'information de la population.	- Protection civile, - Collectivités locales - Services d'éducation - Médias.
Formation	6- Formation des entrepreneurs	-Services techniques d'urbanisme. -Organisme de contrôle technique (CTC).
	7- Formation de la population	-Protection civile.
Contrôle	8- Renforcer le contrôle de l'urbanisation.	-Services techniques d'urbanisme, -Police d'urbanisme.
Législation	9- Promulgation de lois incitant les particuliers au respect des normes.	-Elus (APN), -Ministère de l'habitat.
Plan ORSEC	10- Elaborer un guide au profit des chefs de Modules du plan ORSEC.	- Protection civile, -Collectivités locales
	11- Réalisation d'exercices de simulation de crise.	- Protection civile, - Collectivités locales.
Coordination d'actions	12- Améliorer la collaboration entre services techniques et collectivités locales.	-Services techniques d'urbanisme, -Collectivités locales.
Alerte	13- Mettre en place un dispositif fiable d'alerte.	- Collectivités locales, - Ministère de l'habitat.
Recherche scientifique	14- Conforter le réseau scientifique.	-L'Etat, -Collectivités locales, - Institutions scientifiques.
	15- Exploiter les résultats de la recherche scientifiques.	-Collectivités locales/ Gestionnaires du risque, - Institutions scientifiques.
Implication S.C	16- Formation de la société civile/bénévoles.	- Protection civile.

7. CONCLUSION

L'objectif de cette analyse critique du mode de gestion du risque sismique dans la ville de Chlef, où l'aléa est aussi important que les enjeux humains et socio-économiques, est d'identifier les points de faiblesse et d'y associer des mesures à prendre pour améliorer le mode actuellement adopté.

Notre analyse nous a mené à conclure que ce mode, souffre d'insuffisances aussi bien en phase préalable à la crise qu'en phase post-crise.

Afin de surmonter les carences constatées et assurer la sécurité collective de la population et celle des biens publics et privés, la notion de prévention dans tous ses aspects doit être développée. Les outils utilisés ont besoin d'être développés et le recours à d'autres est nécessaire.

Il s'agit donc d'une tâche primordiale, qui nécessite une réflexion réfléchie ciblée sur deux mesures principales, visant de:

- Développer et étendre les outils utilisés en phase préalable à la crise pour atteindre toute la population concernée, et
- accroître la réactivité du système de gestion au moment de crise, par une bonne préparation de la mise en œuvre du plan ORSEC.

La prise en compte des suggestions d'amélioration proposées dans ce travail, nécessite la mise en œuvre d'actions conjointes qui, impliquent les différents intervenants (collectivités locales, élus, experts, services techniques, protection civile et scientifiques) et les synchronisent pour coordonner leurs actions.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Boutaraa Z. (2013), La Gestion du Risque Sismique dans la Ville de Chlef –Algérie-, Rapport final de PFE, ENTPE- Lyon. 160 p

[2] Bouchefa O. (1993), Formation et Education du Public dans le Domaine de la Prévention du Risque Sismique. Exemple de l'Iran, de la Roumanie et du Japon. Vème Séminaire Maghrébin de Génie Parasismique. Alger, pp 301-313.

[3] Ministère des Affaires Etrangères. (2004), Rapport National sur la Prévention des Catastrophes – Algérie-. Conférence Mondiale sur la Prévention des Catastrophes Kobé-Hyogo (Japon), 21 p.

[4] Guenifi D. (2005), Coordination des Actions Opérationnelles. Séminaire sur la Prévention et Gestion des Risques Majeurs Urbains, Alger.

L'ECHEC DE LA RECONSTRUCTION D'EL ASNAM EN 1954, CAS DU CENTRE SAINT REPARATUS (1954-1980)

STAMBOULI Nabila[1]
[1] *Ecole Polytechnique d'Architecture et d'Urbanisme, Laboratoire ville, architecture et patrimoine*
stambouli.nabila@gmail.com

Thème N° 12 : Architecture parasismique

Résumé

Aujourd'hui, nous retrouvons beaucoup de manuels qui se proposent de mettre à l'égard des praticiens et du corps universitaire des recommandations pour construire « parasismique ». Cet article se propose de faire le chemin inverse et de démarrer à partir d'un cas réel, un cas qui plus est un cas d'échec d'une construction conçus pour résister au séisme. A partir des recherches contemporaines mais aussi des sources écrites, il s'agira donc pour notre propos de retourner sur les règles parasismiques employées lors de la reconstruction d'El Asnam en 1954 en prenant comme cas d'étude le centre Saint-Réparatus conçus par Jean Bossu. Aussi, nous allons tenter de faire ressortir les principales causes de la destruction de cette construction supposée parasismique. Les réponses données par ce seul cas d'étude ne peuvent certainement pas être généralisés sur l'ensemble des édifices ayant subi le même sort mais aura au moins mis le point sur les raisons d'échec de l'un des plus importants projets de l'époque.

Mots –Clés : *El Asnam, 1954, reconstruction, 1980, parasismique, centre saint reparatus.*

1. INTRODUCTION

A la veille du séisme de 1954, El Asnam (appelée Orléanville lors de la période Française) est une petite ville fortifiée de 40 000 habitants qui a été créé par le génie militaire français en 1843. La ville sera presque entièrement ravagée par le séisme de 1954. Un décret du 6 octobre 1954 institue la création d'un commissariat de reconstruction dépondant directement du gouvernement général. Ce projet est l'occasion pour plusieurs architectes partisans du mouvement moderne et installés en Algérie d'obtenir de nouvelles commandes et de mettre en œuvre de nouveaux procédés parasismiques. Jean Bossu [1] est désigné comme architecte en chef de la reconstruction de la ville et architecte d'opération du centre Saint Reparatus (1954-1980). Il adoptera une approche constructive parasismique dont l'esprit et la réflexion sont innovant pour cette époque. Ceci dit, le séisme du 10 octobre 1980 abattant une grande partie de la ville d'El Asnam ainsi que de nombreux villages alentours n'épargnera pas cette construction de Bossu conçus comme pour résister au séisme.
A partir des recherches contemporaines d'Aleth Picard [2], de Jacques Lucan [3], d'Alain Borie [4] et de Xavier Dousson [5] mais aussi des publications de l'époque, il s'agira pour notre propos de retourner sur les règles parasismiques employées lors de la reconstruction de Chéliff en 1954 en prenant comme cas d'étude le centre Saint-Réparatus. Nous allons donc tenter de comprendre quelles ont été les principales règles parasismiques employés dans ce projet? Quel ont été les principaux facteurs qui ont engendrés la destruction presque complète lors du séisme de 1980 de ces bâtiments conçus après le séisme de 1954?

1. ELEMENTS DE CONCEPTION PARASISMIQUE DU CENTRE SAINT REPARATUS

Le projet se compose de trois principaux volumes complètement différents (**Figure I**) Ces volumes sont répartis sur un terrain d'environ 2,5 hectares donnant sur l'oued du Chéliff. Réparatus 3 [6], le plus important des trois Réparatus occupe un rectangle de 100 x 110 m et abrite le marché couvert ainsi que l'essentiel des commerces et des logements. Réparatus 2 (rue Bouteloup), son plan en T abrite des commerces et des logements. Réparatus 1 (ou opération Bouthiba, rue d'Isly), le plus modeste, est construit sur la base d'un plan carré et surmonté en partie d'une coupole centrale. Il abrite un hôtel, des restaurants et commerces, quelques logements ainsi qu'un supermarché.

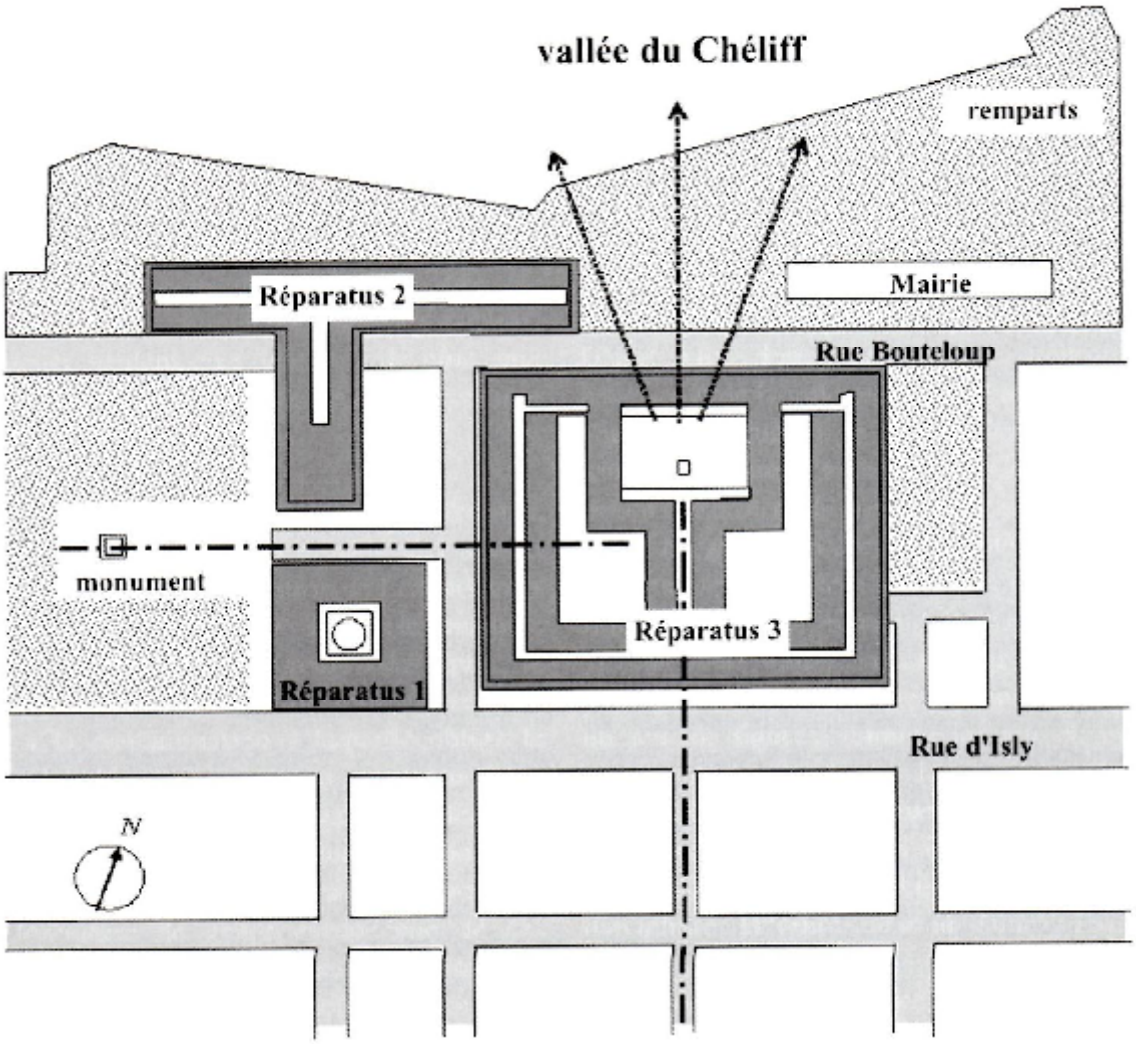


Figure I. Inscription urbaine du centre Saint-Réparatus (dessin A. Boris)

En ce qui concerne la conception architecturale, on retiendra deux principaux éléments de conception parasismique employés dans ce projet. En premier lieu, une architecture peu élevée, privilégiant l'horizontalité plutôt que la verticalité (généralement de R+1 ou R+2). En deuxième lieu, le remplacement des encorbellements sur trottoirs proposés par Robert

Hansberger et André Ravéreau [7] par des portiques **(Figure II. et III.)**. En effet, les portiques conviennent mieux aux contraintes de résistance liés aux risques sismiques tout en étant plus proche des références modernes de l'architecte.

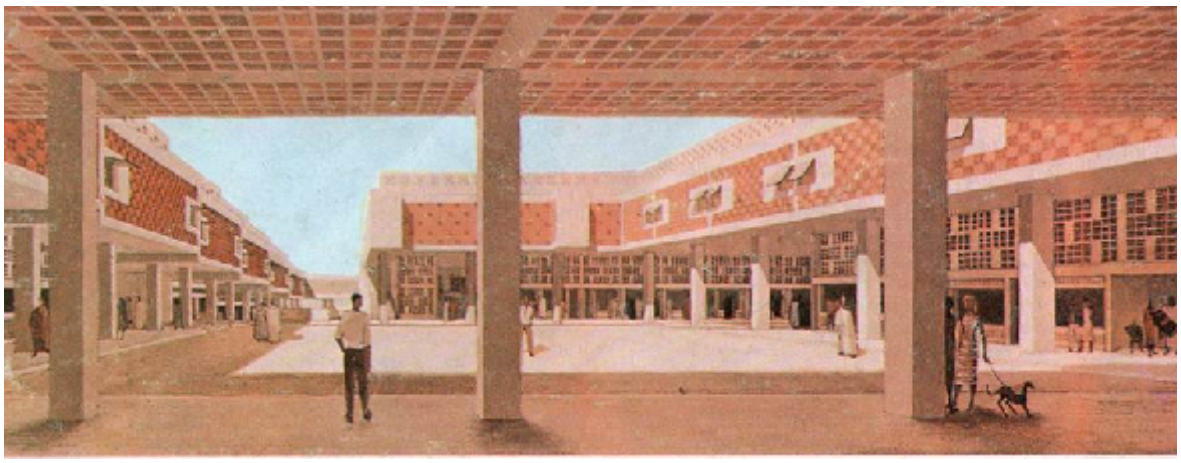


Figure II. Portique de Réparatus 3 (Technique et Architecture n° 329, p.70)

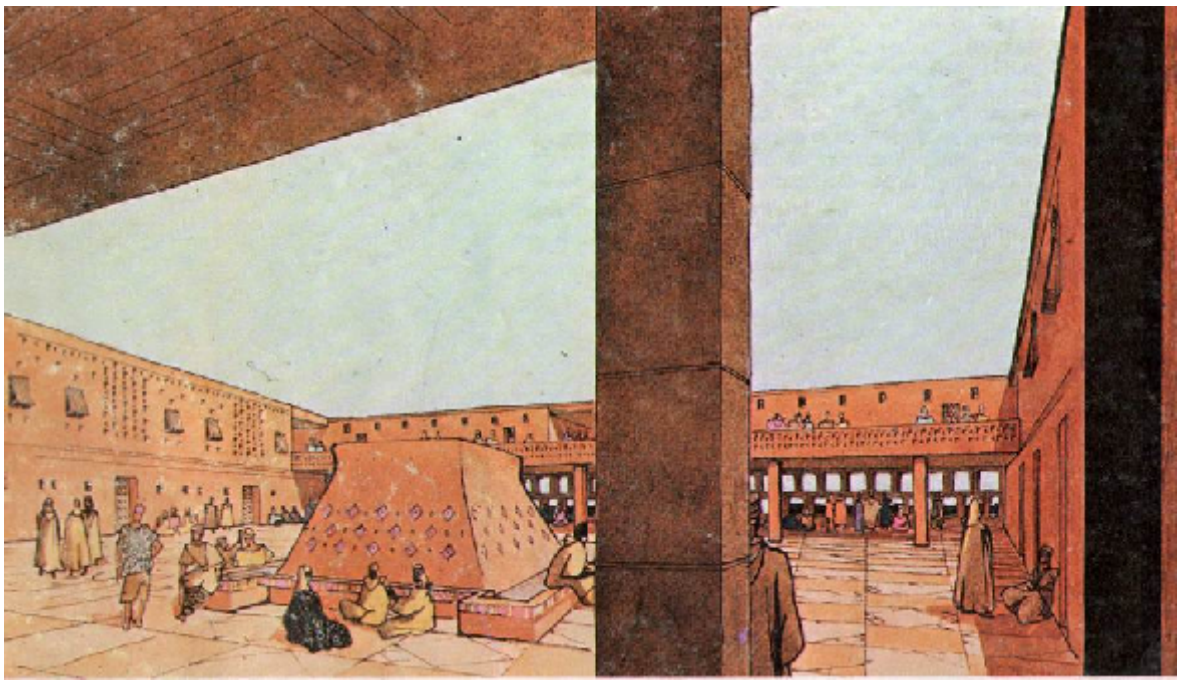


Figure III. Placette et portique de Réparatus 3 (Technique et Architecture n° 329, p.70)

En ce qui concerne les éléments parasismiques structurels utilisés pour ce projet, Bossu adopte une structure poteaux-poutres en béton-armé d'une trame de 6 x 6 mètres, qui est plus capable, pour lui, de répondre aux contraintes sismiques de la zone de construction. L'architecte utilise aussi la technique de construction du « caissonage » qui représenté une grande innovation à cette époque. Cette technique consiste à relier les pilotis des fondations avec des poutres en béton afin d'obtenir une homogénéité plus complète du bâtiment. Aujourd'hui, cette technique

est appelée « chainage des fondations » et beaucoup d'architectes et ingénieurs ne se rendent pas comptent de l'innovation que cette technique constituait à cette époque. Bossu rompt de ce fait avec la construction en murs de refends qu'il avait précédemment employé au Bosquel et à Tergnier. Ceci dit, l'architecte précise à plusieurs reprises les limites de la structure poteaux-poutres qui demeure malgré tout d'un caractère optimal pour l'époque.

Pour Bossu, la continuité homogène « infra-super-structure », qui ne peut être assuré que par le métal et le béton armé à cette époque, est une condition essentielle pour la résistance parasismique du bâtiment [8]. Il précise que « Le « frissonnement » du tremblement de terre coupe net les murs au ras des fondations. L'effet de cisaillement est sans recours pour tout ce qui est porteur et ancré dans le sol, sans solidarité particulière avec la superstructure. » [9]. Pour Bossu, le vrai remède serait donc de poser sur le sol des ossatures homogènes, à la manière dont on dispose « des cageots sur une plage ». Dans ce cas de figure, le « frissonnement » n'aurait plus d'effets de complète rupture, mais de « tassements ou de brisures partielles, sur les éléments posés ». Aussi, Bossu précise [10] qu'il a opté pour l'ossature renforcée avec le souci de « corseter » les constructions par la réalisation de chaînages horizontaux et verticaux qui constitue pour lui une sorte de « panier à bouteille».

3. LES RAISONS DE LA DESTRUCTION DU CENTRE REPARATUS (1955-1964) LORS DU SEISME DE 1980

Le 10 octobre 1980, à 13h27, un séisme ravage à nouveau la vallée du Chéliff, abattant une grande partie de la ville d'El Asnam ainsi que de nombreux villages alentours [11]. La violence du séisme n'épargne malheureusement pas les constructions de Bossu. Réparatus 3, s'effondre entièrement entrainant 2 000 morts. L'anéantissement du centre REPARATUS a été causé par la rupture physique de plusieurs poteaux entrainant la prise en sandwich du le rez-de-chaussée et de l'entresol par les étages supérieures et les sous-sols, ceci par une réaction en chaîne [12]. En ce qui concerne les deux autres projets, Réparatus 1 et 2, ils furent endommagés mais ont tout de même tenu. Ceci dit, ces deux constructions furent démolis ultérieurement par les autorités Algériennes car ils étaient trop détériorés pour être restaurés [13].

L'évènement, dramatique, connaît un énorme retentissement dans la presse Algérienne et Française de l'époque [14]. Ce centre commerciale porte une lourde part du bilan des victimes car le séisme correspondait à un vendredi, jour de marché. Bossu est doublement accusé, à la fois pour son rôle d'architecte en chef et pour celui d'architecte d'opération de Saint-Réparatus, dont les images de son état dévasté envahissent les médias. L'argumentation de Bossu [15] rejoint celle de la presse de l'époque ainsi que celle des architectes qui ont ouvertement soutenu l'architecte dans le drame qui a frappé le bâtiment conçus et réalisé par sa part [16].

3.1. La violence considérable du tremblement de terre

Sur ce point Bossu affirme que lorsqu'il a appris que la magnitude du séisme était de 7,5 sur l'échelle de Richter, il avait su que le désastre serait presque total. Et il précise : « En ce temps-là, les techniques que nous avons appliquées étaient des techniques de pointes » et soutient que, selon lui, le Centre commercial Saint-Réparatus aurait tenu sous une poussée égale à celle du séisme de 1954, soit 6,4 sur l'échelle de Richter. Il revient longuement sur ces «éléments extérieurs contre lesquels nous ne pouvons rien » [17]. En effet, l'architecte argumente que lors d'un séisme d'une telle magnitude et dans l'état actuel des techniques constructives, ni les amortisseurs ni le béton armé renforcé ne peuvent empêcher la destruction des bâtiments dont le seul sort est soit de basculer lorsqu'ils sont lourds soit de s'écrouler lorsqu'ils sont légers.

D'autre architecte tel que Roland Simonet, auteur avec Miquel du centre Albert Camus

d'Orléansville (singulièrement épargné par le séisme), témoignent du sérieux et de l'exemplarité avec lesquels la « reconstruction de 1954 » a été menée.

3.2. L'urbanisation accélérée de la ville entre 1955 et 1980

A ce propos, Bossu a insisté sur la non concordance entre le découplage de « l'assiette foncière » d'Orléansville et sa population, passée en moins de 25 ans de 30 000 à plus de 120 000 habitants, il précise [18] : « On peut reconstruire sur une zone dangereuse une ville de 30.000 habitants mais certainement pas une ville de 120.000 à 150.000 habitants. Le danger se multiplie en fonction de la densité urbaine, de la concentration des édifices. »

3.3. La faiblesse de la réglementation parasismique de l'époque

Jean Bossu explique que la résistance des bâtiments construit après l'indépendance contrairement à ceux construit par lui-même et ses confrères par le remplacement de réglementation parasismique utilisée pour la reconstruction (1955) par une autre (1969-1970), plus contraignante, avec laquelle a été bâtie l'extension de la ville. Aussi, il rajoute que les normes parasismiques utilisés pour la reconstruction de 1955 furent principalement établies en fonction d'études réalisés sur terrain après le séisme de 1954. Ces constructions auraient, d'après lui, tenue face à un séisme de même magnitude. Pour lui, rendre les architectes de la reconstruction de 1954 responsables du drame d'El Asnam est aussi « absurde que d'accuser les médecins d'avoir été impuissants face à toute une série de maladies infectieuses avant la mise au point des antibiotiques ». Il explique aussi, que l'insuffisance des calculs en 1955 est principalement due à la précision de l'ordinateur.

Parmi les architectes et ingénieurs qui ont aussi insisté sur la faiblesse et la rigidité de la réglementation antisismique nous retrouvons Fernand Pouillon ainsi que Miroslav Kostanjévac (ingénieur chez BET Sarger chargé de la conception des plans de ferraillage du Centre commercial Saint-Réparatus). Ce dernier considère que cette insuffisance de la règlementation parasismique est l'une des causes principales de la faible résistance au séisme de certaines réalisations de la reconstruction de 1954, en particulier de celles de Bossu [23]. L'ingénieur argumente cela par le fait que la réglementation française, qui prévoit les efforts à prendre en compte afin de dimensionner les structures, est moins sévère que celle en Yougoslavie qui est une zone moins dangereuse que l'Afrique du Nord (zone sismique parmi les plus dangereuses au monde).

3.3. Le non-respect des plans de ferraillages

La réalisation de Saint-Réparatus correspondait à une période de troubles liés à la Guerre d'Algérie. La situation politique instable du pays en cette période rendait difficile certains approvisionnements, particulièrement ceux d'acier pour les ferraillages des constructions. Les analyses des constructions effondrées effectuées par Socotec ont révélé un manque de ferraillage par rapport aux plans des concepteurs du bureau CETAC de Sarger. Par gains de temps ou économie de matériau, les entrepreneurs locaux n'ont apparemment pas hésité à réduire les ferraillages qui étaient pourtant dimensionnés précisément pour lutter contre les secousses sismiques.

3. CONCLUSION

Aussitôt après le drame, une polémique s'engage dans les médias sur les causes autres que naturelles de la destruction presque complète de la ville d'El Asnam en général et du centre Saint Réparatus en particulier : la reconstruction sur site après le séisme de 1954, la faiblesse de la réglementation antisismique ainsi que la compétence des architectes chargés de la reconstruction et la qualité de leurs réalisations sont rendues responsables de l'aggravation du

désastre. Le manque de sérieux de la part des entrepreneurs additionné à la force de la nature sera malheureusement fatal pour les bâtiments de la reconstruction et entrainera la perte de milliers d'innocentes vies humaines.

Bibliographie

[1] Ancien collaborateur et disciple directe de Le Corbusier.

[2] Aleth Picard (1992), « Orléansville. La reconstruction après 1954 », pp. 64-75, Architectures françaises outre-mer.

[3] Jacques Lucan (2001), Architecture en France (1940-2000), histoire et théories, collection Architextes, Éditions Le Moniteur, Paris, pp. 30-32

[4] Alain Borie (2000), « Le centre Saint-Réparatus, à Orléansville », *Urbanisme*, n° 310, pp. 55-57. Également, du même auteur (2004), « La reconstruction du centre d'Orléansville par Jean Bossu : une architecture algérienne moderne ? », actes du colloque *Alger: lumières sur la ville*, du 4 au 6 mai 2002, éditions Dalimen, Alger..

[5] Xavier Dousson (2010), « Jean Bossu architecte, 1912-1983 », thèse de doctorat, Université Paris 1 Panthéon-Sorbonne.

[6] La numérotation des Réparatus renvoie à leur ordre d'édification.

[7] Les premiers plans du centre commerciale datent du 23 juillet 1955 furent dressés par Robert Hansberger et André Ravéreau membres de la délégation du service départemental de l'urbanisme à Orléansville..

[8] *La Construction Moderne* (1962), n° 5, p. 30.

[9] *La Construction Moderne (*1962), *op. cit.*

[10] *Techniques & Architecture* (1960), n° 1, novembre, *op. cit.,* pp. 114-115.

[11] Marcel Cornu (1982), « Une visite à El Asnam renaissante », Urbanisme, n° 192, pp. 110-111.

[12] Xavier DOUSSON (2010), *op. cit.* p.426.

[13] Entretien avec Miroslav Kostanjévac, le lundi 7juillet 1997. Cf. Thèse de Xavier Dousson. *op. cit.*

[14] Un prélèvement des seules unes de la presse nationale de l'époque. Cf. Thèse de Xavier DOUSSON. *op. cit.*

[15] Irina de Chikoff (1980), « Polémique sur la reconstruction après le séisme de 1954. El Asnam : l'architecte en chef s'explique », *Le Figaro,* jeudi 16 octobre, p. 12.

[16] Cf. thèse de Xavier DOUSSON. *op. cit.*p.426-431.

[17] *Le Figaro (*1980*),* p. 12.

[18] *Le Figaro* (1980), jeudi 16 octobre, *op. cit.*

[19] Entretien avec Miroslav Kostanjévac, le lundi 7juillet 1997, volume II, pp. 261-271.
olume II, pp. 261-271.

BEHAVIOUR OF SUBGRADE SOIL REINFORCED WITH GEOSYNTHETIC FIBERS

M.K.SAEED ELBOKL[1]

[1] Faculty of Civil Engineering ,. cairo university-egypt (engbokl@yahoo.com)

الملخص العربي:

فى هذا البحث تم دراسة التأثيرات النفعية لتسليح طبقة التأسيس فى نظام الرصف باستخدام شعيرات ذات أطوال صغيرة (الفيبرات) موزعة عشوائيا. ولهذا الغرض تم إختيار نوعين مختلفين من تربة التأسيس وكذلك نوع واحد من هذه الفيبرات. تم إجراء إختبارات بروكتور & نسبة تحميل كاليفورنيا& التحميل الاستاتيكى الثلاثى المحاور و إختبار الضغط الغير محصور على عينات غير مسلحة وكذلك عينات أخرة مسلحة عند تركيزات مختلفة من الفيبرات وعند نسب مختلفة لطول هذه الفيبرات إلى قطرها. بناء على هذه الاختبارات تم تحديد نسب المياه الأصولية ونسب تحميل كاليفورنيا وكذلك معامل المرونة النوعى التربة المختارتين عند الظروف المختلفة ومن ثم تم تحديد أفضل محتوى من الفيبرات وكذلك أفضل نسبة طول إلى قطر تلك الفيبرات. وبالاضافة إلى ذلك فقد تم إجراء إختبار التحميل الثلاثى المحاور بستخدام حمل ترددى لدراسةسلوك التربة المسلحة بالفيبرات تحت تأثير هذا النوع من التحميل. وقد أوضحت نتائج الاختبارات أن نسبة تحمل كاليفورنيا للتربة الرملية والطينية المسلحتين بالفيبرات تمثل 3.1 & 4.2 مرات من مثيلاتها بدون تسليح. وكذلك أيضا فإن معامل المرونة للتربة المسلحة بالفيبرات قد زاد بنسبة 100 % للتربة الرملية التى بها آثار طمى وبنسبة 60.20% للتربة الطينية الطمييية. وقد أوضحت نتائج إختبارات التحميل الاستاتيكى الثلاثى المحاور أن التربة المسلحة تحملت إجهادات أعلى عند الانهيار ويرجع ذلك نتيجة للتماسك المتولد بين حبيبات التربة وشعيرات الفيبرات. ويبرز البحث كذلك الدور الهام الذى يمكن أن يلعبه تسليح طبقة التأسيس فى التحكم فى تكون الأخاديد فى أى نظام رصف.

ABSTRACT:

The beneficial effects of reinforcing the subgrade soil in pavement system with randomly distributed polypropylene fibers were investigated. For this issue, two types of soils and one type of fibers were selected. Proctor, CBR and unconfined compression tests were conducted on unreinforced samples as well as reinforced ones at different concentrations and aspect ratio of fibers. OMC, CBR and modulus of elasticity were investigated and thereby, the optimum value of aspect ratio and fiber content were determined. The static and repeated triaxial tests were also conducted to study the behaviour of fiber reinforced soils under both static and repeated loading. The results indicated that CBR values of reinforced sand and clay were 3.1 and 4.2 times of their unreinforced values respectively. The modulus of elasticity of fiber reinforced soils has increased by 100% for silty sandy soil and 60.20% for silty clay soil due to fiber reinforcement. The reinforced soils exhibited higher failure stresses in the static triaxial tests than the unreinforced ones due to the apparent bond developed between soil particle and the fiber. Fiber reinforcement of subgrade soils can play an important role in control the rut formation in the pavement system.

Keywords *:* Polypropylene Fibers, CBR, Static Triaxial, Cyclic Triaxial, Resilient Strain, Permanent Strain.

1. INTRODUCTION

The long term performance of a pavement structure is strongly dependent upon its supporting soil conditions. Therefore, it is imperative to improve poor properties of native soil such as high plasticity, poor workability, potential for volume changes and low shear strength in pavement applications. These unsuitable materials characteristics are traditionally altered using stabilizing materials such as lime and cement. When added under the right temperature and moisture conditions, the stabilizing materials induce several reactions

that modify some of the soil characteristics, (Lockett and Moore, 1982). The changes would then result in increased strength and stiffness of the compacted soil mixtures, thus improving the structural adequacy of the pavement system. Yet, under certain field conditions, they may also lead to weaker supporting layers due to potential infiltration of sulfate- and carbonate-bearing moisture or strong alkaline ground water conditions, (Majebi et al., 1991). Consequently, there has been a continuous research for potential mechanical alternative forms to chemical stabilization methods. Of interest are geosynthetic systems that include fabrics, geogrids and fibers.

In conventional methods of reinforced soil construction, the inclusion of strips, fabrics, bars, grids etc are normally oriented in a preferred direction and are introduced sequentially in alternating layers. The development of these materials has been accompanied by an increase in the applications for which they are being used. The discrete fibers are simply added and mixed randomly with soil, much the same way as cement, lime or other additives. Fiber reinforced soil exhibits greater extensibility and small losses of peak strength i.e. greater ductility in the composite material as compared to unreinforced soil or soil reinforced with high modulus inclusions. Therefore, fiber-reinforced soil can be used as a soil-reinforcement technique with respect to embankment, subgrade, subbase, and other such problems. However, the data concerning the impact due to the addition of random discrete fibers on the characteristics of compacted native or virgin soils are limited, (Maher and Ho, 1993). Thus, there is a need for information on the effects of fibers on the properties of the pavement supporting layers. Ideally, the fibers themselves should be readily available, non-degradable and capable of being easily blended into the soils and compacted. The workability of fiber-reinforced materials implies that the fibers should be resistant to buckling and clumping.

2. TESTING PROGRAM AND MATERIALS

2.1 Material Selection

Two types of soils with varying properties and one type of fiber were selected for this study. As per unified soil classification system (USCS), the two soils were classified as silty sand (SP) and silty clay (CL), which hereafter are referred to as soil A and soil B respectively. The results of physical tests on the two soils are presented in Table 1. The synthetic fiber used was polypropylene fiber. It is very resistant to seawater, acid, alkalis, and chemicals. It has good breaking strength and abrasion resistance, as it is less prone to wear and tear. The fiber had a diameter "d" of 0.3mm cut into the required length "l" of 1.5cm, 2.5cm, and 3.0cm giving an aspect ratio (l/d) of 50, 84, and 100 respectively. The percentages of fiber used in reinforcement the samples of the two soils were 0.75, 1.5, 2.25, and 3 percent by dry weight of the soil. The maximum limit of fiber content was kept 3.0 percent as mixing was difficult beyond this. Earlier studies have also indicated that the increase in strength properties of a soil is very marginal and some times decreases after 3 percent fiber content.

Table 1 Physical Properties and Classification of Selected Soils

Property	Soil A	Soil B
Specific Gravity	2.40	2.16
Coefficient of uniformity	2.64	-
Coefficient of curvature	1.21	-
Textural Classification	Silty Sand	Silty Clay
Unified soil Classification	SM	CL
AASHTO Classification	A-3	A-6

2.2 Unconfined Compression Test

The unconfined compression tests were conducted as per ASTM D2166 in order to determine the modulus of elasticity (E-value). It was considered as the initial tangent of the stress-strain curve. The tests were conducted on cylindrical specimen of 100 mm diameter and 200 mm height. In a similar way to the preparation of CBR samples, the fiber-reinforced specimens were prepared by hand mixing of the dry soil, water and polypropylene fiber. The moist soil- fiber mixture was transferred to the split mould in five equal layers and each layer was compacted by hand compaction using a taper. Care was taken during the compaction procedure to ensure that the sample is uniform throughout its height, with little or no variation in density. The dry density of the samples was checked and it was within a variation range of ±3% of the MDD obtained through Proctor's test. For different variables considered in the present experimental program, a total number of 26 samples were tested and the E-value was obtained at each case. The results of these tests were used as a second judgment factor for determination of the optimum quantity of fiber and aspect ratio.

2.3 Static Triaxial Test

Unconsolidated undrained static triaxial tests were conducted as per ASTM D2850 on unreinforced and reinforced soil samples at the optimum fiber content and the optimum aspect ratio. The cylindrical specimens of size 100 mm diameter and 200 mm height were prepared in a way similar to that explained earlier in unconfined compression tests. The choice of confining pressure was very difficult as there is no field evidence available so; the tests were conducted at three different confining pressures of 40 kPa, 70 kPa, 120 kPa. Therefore, a total number of 12 specimens were tested where the stress-strain behaviour was studied for both reinforced and unreinforced soils.

2.4 Cyclic Triaxial Test

The cyclic triaxial tests were conducted on unreinforced soil and reinforced soil at the optimum fiber content and the optimum aspect ratio as per ASTM D5311. The conventional triaxial cell was used for this test attached to a loading device for applying the cyclic loads. The loading device for applying a cyclic load

was a fatigue-testing machine. The machine applied cyclic load through a loading lever and coil type spring load mechanism oscillating in a vertical plane and connected to an eccentricity. This can be adjusted to produce a required magnitude of the load. Cyclic loads producing vertical stresses (σ_1) of 125 and 195 kPa were applied at the rate of 70 cycles per minute. All the samples were tested at a single confining pressure of 70 kPa. The axial deformation was measured by using a Linear Variable Differential Transducer (LVDT). The recoverable and permanent deformations were measured after different cycles of load applications such as 1,10,100,1000 and so on. For measuring the deformations, the specimens were kept free of deviator stress until the LVDT reading was stabilized. The samples were tested up to 10000 cycles only owing to the instrument limitations.

3. RESULTS AND ANALYSIS

3.1. Proctor's Test Results

The maximum dry densities and optimum moisture contents of soil A (silty sand) and soil B (silty clay) with different aspect ratio and fiber content are reported in Table 2. These data indicate that the maximum dry density decreases gradually with the increase in the fiber content, which is due to lower density of fiber than the soil particles. The change in OMC was quite marginal for both types of soils. Another important observation should be reported that is the inclusion of fibers significantly reduced the soil workability, and depending upon the soil types, could increase the soil resistance to densification. Regarding the aspect ratio effect, for soil A, at a fiber content of 0.75 % it was 1.93 gm/cm ^{3} at an aspect ratio of 50. It has increased at aspect ratio of 84 to 1.95 gm/cm ^{3}. However, it has decreased again after increasing the aspect ratio to 100. Almost, the same trend was obtained in all cases for both soils.

Table 2 Proctor's Test Results for Reinforced and Unreinforced Soils

		Soil A		**Soil B**	
Aspect ratio (l/d)	**Fiber Content %**	**Dry density gm/cm^3**	**OMC %**	**Dry density gm/cm^3**	**OMC %**
	----	1.94	11.0	1.69	17
50	0.75	1.93	10.0	1.68	16.5
50	1.5	1.93	11.0	1.66	16.5
50	2.25	1.90	11.2	1.62	16.5
50	3.0	1.89	10.0	1.62	16.75
84	0.75	1.95	11.2	1.69	16.5
84	1.5	1.92	11.4	1.67	16.5
84	2.25	1.88	12.2	1.63	16.75

84	3.0	1.82	14.0	1.63	17.0
100	0.75	1.92	11.5	1.67	16.75
100	1.5	1.91	12.0	1.66	16.75
100	2.25	1.90	13.5	1.62	16.75
100	3.0	1.83	12.0	1.60	17.0

3.2 CBR Values

Table 3 shows the results of CBR tests of both soils at different aspect ratios and varying fiber contents. The results showed that there is an increase in CBR values due to fiber reinforcement within a range varying from 62 to 238 % for different aspect ratios and fiber contents for both soils. For the same aspect ratio, for most cases, the CBR has increased with the increase of fiber content for both soils. However, for some cases, it has increased up to certain extent and after that decreased again with the increase of fiber content. On the other hand, for the same fiber content, the CBR values increased with the increase of aspect ratio in all cases. The maximum CBR value obtained for an aspect ratio of 100 and 3 percent fiber content in case of soil A and for aspect ratio of 100 and 2.25 percent fiber content in case of soil B.

Table 3 CBR Values for Reinforced and Unreinforced Soils

Aspect ratio	Fiber content %	Soil A	Soil B
----	**0.00**	9.20	4.16
50	**0.75**	14.93	4.19
	1.5	17.00	4.61
	2.25	17.60	5.53
	3.0	19.00	5.58
84	**0.75**	17.58	4.21
	1.5	21.03	4.63
	2.25	22.09	6.4
	3.0	20.7	7.8
100	**0.75**	18.55	4.85
	1.5	22.97	7.33
	2.25	27.21	11.33
	3.0	34.10	9.32

3.3 Modulus of Elasticity (E) Values

As stated earlier, the modulus of elasticity was calculated corresponding to the initial tangent of the stress-strain curve obtained from the unconfined compression test. Table 4 provides values of elastic modulus

of the two types of subgrade soils with and without fiber reinforcement. The maximum E-value of soil A was 12250 kPa obtained at the aspect ratio of 50 and fiber content 2.25 percent. However, the maximum E-value for soil B was 6500 kPa obtained also at an aspect ratio of 50 and fiber content 2.25 percent. It was observed that initial readings of stresses of reinforced soil decreases whereas failure stress and corresponding strain increase with increase in the percentage of fiber and aspect ratio. The interpretation of the loss in initial stiffness may be related to the change in fabric of subgrade soil produced by the fibers the fibers produce nonuniform voids distribution preventing the dense packing. It resulted in lower value of stiffness at initial portion of the loading. Hence initial correction of 0.5 percent strain was applied while calculating the E-value of reinforced soil.

Table 4 E-Values (kPa) for Reinforced and Unreinforced Soils

Aspect ratio	Fiber content %	Soil A	Soil B
-----	**0.00**	5500	4000
50	**0.75**	7147.5	5500
	1.5	10000	6000
	2.25	12250	6500
	3.0	12100	6000
84	**0.75**	8000	5800
	1.5	11000	6300
	2.25	11300	6200
	3.0	10500	5400
100	**0.75**	8500	6200
	1.5	11000	6500
	2.25	9000	5400
	3.0	8000	5500

3.4 Effect on Peak Strength

The results of static triaxial tests were plotted in the form of stress-strain curves for unreinforced soils and also reinforced at optimum aspect ratio and fiber content. Figure1 shows an example of a typical stress-strain curve for soil B at confining pressure of 40 kPa. Similar curves were drawn for other tests and the results indicate that the inclusion of randomly distributed polypropylene fibers increases the peak strength (deviator stress at failure). For example, the peak strength obtained for soil A has increased from 167 kPa to 420 kPa at a confining pressure of 40 kPa. Similarly, for soil B, it was 273.2 kPa without reinforcement and becomes 397 kPa with reinforcement at a confining pressure of 120 kPa. It should be noted that this matter is

also essential due to the increase in confinement. Figure 2 summarizes these results for both soils at different confining pressures.

3.5 Recoverable or Resilient Strain Analysis

The analysis of recoverable (resilient) deformation is required to characterize the response of pavement layers under traffic loading. Therefore, the variation of resilient strain with number of load cycles and applied deviator stress was studied for the selected subgrade soils with and without reinforcement. Figures 3 and 4 show the variation of resilient strain with the number of load cycles for soil A and soil B respectively with and without reinforcement at different vertical stresses. It was observed that resilient strain increases with the number of load cycles and deviator stress in all the samples. In addition, the resilient strain at a given deviator stress is higher for unreinforced sample than that for reinforced sample, indicating that the effect of randomly distributed polypropylene fibers is to enhance the resilient response of subgrade soils but the amount of enhancement depends on the type of soil.

3.7 Permanent Strain Analysis

One of the main aspects of the design philosophy for flexible pavements is limitation of the rut development in the pavement structure. Therefore, the influence of deviator stress, number of load cycles and reinforcement with randomly distributed polypropylene fibers was studied based on the results of cyclic triaxial tests.

It was observed that the permanent strain increased with the increase in the number of load cycles and this is quite understandable as the permanent deformation is a gradual process during which each load application contributes a small increment to the accumulation of strain. Further, the permanent strain increased with the increase of the deviator stress. It is also observed that the reinforced soil has lower permanent strain than unreinforced soil for the same number of cycles and deviator stress. These results are presented in Table 5. It should be noted that the lower values of permanent strain in reinforced samples are indication of lesser rutting in pavement construction over reinforced subgrade soil.

Table 5 Permanent strain Values for Reinforced and Unreinforced soils

Vertical Stress =125 kPa, σ_3 = 70 kPa (Deviator Stress = 55 kPa)				
No of cycle	**Permanent strain without fiber**		**Permanent strain with fiber**	
	Soil A	**Soil B**	**Soil A**	**Soil B**
1	0.0080	0.00433	0.00440	0.00415
10	0.0106	0.00685	0.00510	0.00435
100	0.0146	0.00713	0.000715	0.00485
1000	0.00186	0.00915	0.01045	0.001710
10,000	0.00285	0.01733	0.01810	0.001425

Vertical Stress =195 kPa, σ3 = 70 kPa (Deviator Stress = 125 kPa)				
1	0.00950	0.00482	0.00595	0.00465
10	0.01230	0.00763	0.00785	0.00735
100	0.01750	0.08450	0.00895	0.00760
1000	0.02050	0.01005	0.01245	0.00865
10,000	0.02890	0.01963	0.01963	0.01785

4. Conclusions

Two important aspects have been investigated in this paper. The first is the optimization of fiber content and aspect ratio for the inclusion of randomly distributed polypropylene fibers with subgrade soils. The second aspect is the behaviour randomly distributed polypropylene fibers reinforced subgrade soils under static and cyclic loading. The following conclusions are drawn from this study:

1. The introduction of polypropylene fibers in soils has effect on strength parameters like, CBR and E-values. For example, the CBR value of reinforced soil is 2.9 and 3.73 times more for soil A (silty sand) and soil B (silty clay), respectively compared with unreinforced soil. Further, the modulus of elasticity of fiber reinforced soils is much more than the value obtained without reinforcement to the extent that it has increased by 100% for soil A and 57.5% for soil B at the optimized fiber content and optimized aspect ratio.
2. In the present study, optimum value of aspect ratio of soil A and soil B is based on maximum dry density, CBR and modulus of elasticity is 84, with fiber content 1.5 percent by dry weight of soil. Practical considerations like workability and easy of compaction were considered in the optimization process.
3. The static triaxial tests demonstrate that the unreinforced silty sand soil (soil A) has peak strength (failure stress) of 167 kPa. This value has increased to 420 kPa with reinforcement. The same trend also was obtained for soil B where the peak strength improved by 45% with reinforcement. This improvement in the peak strength may be related to the apparent bond developed between soil particle and the fiber.
4. The resilient and permanent strains increase with number of cycles and deviator stress for all conditions of tests.
5. Under the same conditions of the tests, the resilient strain of unreinforced soil decreased by an average of 37% for soil A and 30% for soil B with the reinforcement of randomly distributed polypropylene fibers.
6. Another indication of improvement due to fiber reinforcement of subgrade soils is in terms of permanent strain that decreased by an average of 38% for soil A and 24% for soil B. This means that

fiber reinforcement of subgrade soils can play an important role in control the rut formation in the pavement system.

6. REFERENCES

1. Ajayi-Majebi, A., Grissom, W. A. and Smith S. L. (1991). "Epoxy-Resin-Based Chemical Stabilization of a Fine Poorly Graded Soil System." Transportation Research Record (TRB-1295), National Research Council, Washington, D.C.
2. Al-Wahab, R.M and. Al-Ourna, H.H. (1995). "Fiber reinforced cohesive soil for application in compacted earth structures." Proceeding - Geosynthetics - 95, pp. 433-446.
3. Consoli, N.C., Vendruscolo, M.A. and Prietto P.D.M., (2003). "Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber." J. Geotechnical and geoenvironmental Engg. ASCE, Vol - 129, pp. 96-102.
4. Consoli, N.C.and Mantardo, J.P. (2002). "Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste." J. Geotechnical and geoenvironmental Engg. ASCE, Vol - 128, pp. 462-472.
5. Lockett, L. W. and Moore R. K. (1982). "Lime-Soil Mixture Design Considerations for Soils of Southeastern United States." Transportation Research Record (TRB-839), National Research Council, Washington, D.C.
6. Maher, M.H and Ho, Y.C. (1993). "Behaviour of Fiber-Reinforced Cemented Sand under Static and Cyclic Loads." J. Geotechnical Testing. ASTM, Vol - 16.
7. Maher, M.H and Ho, Y.C. (1994). "Mechanical properties of Kaolinite /fiber soil composite." J. Geotechnical Engg. ASCE, Vol - 120, pp. 1381-1393.
8. Maher, M.H and. Gray, D.H. (1990). "Static response of sand reinforced with randomly distributed fiber." J.Geotechnical Engg. ASCE, Vol - 118, pp.1661-1677.
9. Radoslaw L.M., (2003). "Triaxial Compression of Reinforced Soils with Fibers." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129, pp. 125-136.
10. Ranjan Gopal, Charan, H.D. and Bhupal Singh (1999). "Experimental study of soft Clay reinforced with sand-fiber core." Indian geotechnical journal, Vo-l29, No.- 4, 281-291.
11. Setty, K.R. Narayana Swamy and Murthy, A.T. Ananthakrishna. (1990). "Behaviour of fiber-reinforced black cotton soil." Proceeding- Indian Geotechnical Conference, Vol - 1, pp. 45-49.
12. Santoni, R.L and Webster, S.L. (2001). "Airfields and roads Construction using fiber stabilization of sands." J. Transportation engineering, Vol –127, pp. 96-104.

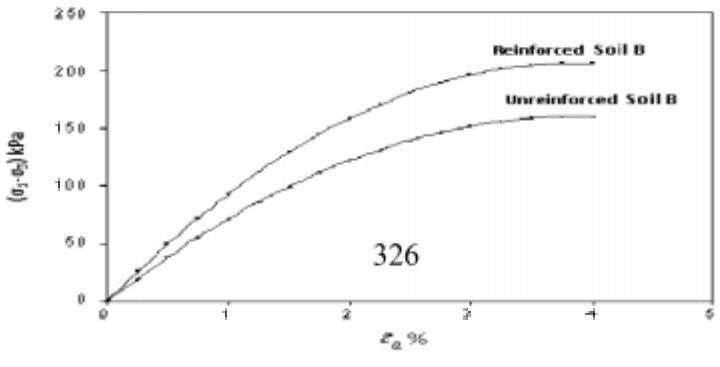


Figure 1 Typical Triaxial Stress-Strain curve for Soil B at Confining pressure of 40 kPa

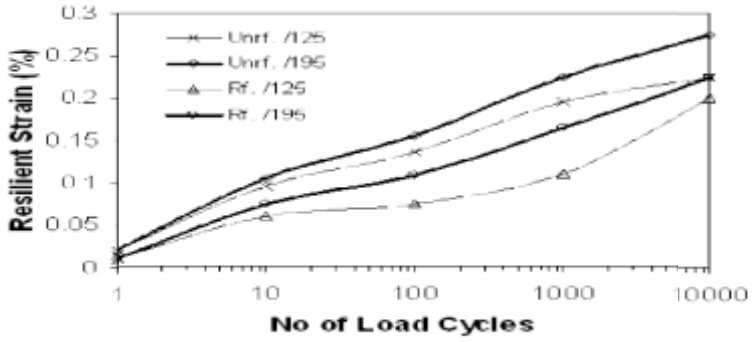


Figure 3 Variation of Resilient Strain with the Number of Load Cycles for Soil A Under Two Different Vertical Stresses of 125 and 195 kPa

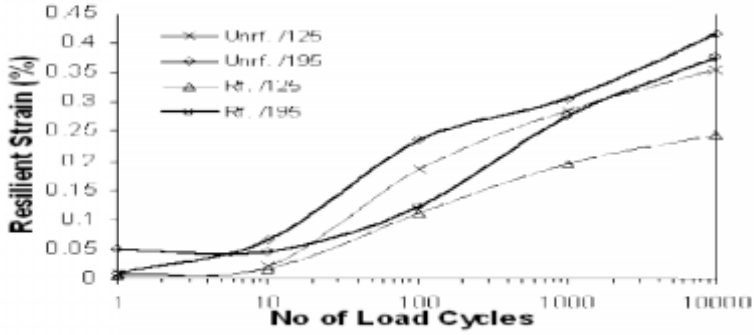


Figure 4 Variation of Resilient Strain with the Number of Load Cycles for Soil B

MERITES ET LIMITES DES ESSAIS DES VIBRATIONS AMBIANTES DANS L'IDENTIFICATION MODALE DES OUVRAGES

N. Bourahla
Département de Génie Civil, Université Saad Dahleb, Blida

RESUME

Une tendance énergique vers l'utilisation des méthodes d'essais dynamiques dans les cas pratiques d'identification et de détection des dégâts dans les structures est observée dans beaucoup de travaux dans ce domaine. L'identification des caractéristiques dynamique d'une structure est une étape d'une importance capitale. Elle permet de caler ou de valider les modèles numériques. Les résultats obtenus servent aussi de base de données pour suivre l'évolution du système structural dans le futur ou de détecter des anomalies ou des malfaçons dans des structures similaires. Parmi les méthodes les plus utilisées pour l'identification des caractéristiques dynamiques des structures est la méthode des vibrations ambiantes à cause de sa simplicité d'exécution et son efficacité à obtenir des résultats relativement fiables. De part l'aspect pratique et les avantages de simplicité et d'économie spécifiques à la méthode des vibrations ambiantes, cette dernière présente un intérêt distinctif pour l'évaluation des propriétés dynamiques d'une structure qui ne sont autres qu'une combinaison des caractéristiques élastiques (géométriques/mécaniques) et massique de la structure. De ce fait, cette technique est intégrée comme élément complémentaire d'appréciation globale dans différents cas d'études d'ingénierie telles que les études de vulnérabilité sismique des structures, expertise des ouvrages existants et même dans le cadre des vérifications as-built de certains ouvrages importants et particulièrement les grands stades. Dans cet article, un historique de cette méthode est d'abord donné tout en soulignant les développements technologiques ayant été à l'origine de l'évolution et l'utilisation de la méthode dans le domaine du génie sismique. La procédure de détermination des caractéristiques dynamiques des structures (fréquences et formes modales propres) par la méthode des vibrations ambiantes est bien connue. On se limite ici à la description sommaire du dispositif expérimental, le mode opératoire et les conditions générales des essais. Enfin, des cas d'études sont présentés avec des résultats et commentaires sur la pratique de cette méthode dans l'identification des ouvrages de génie civil.